

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Dédicace	
Résumé.....	I
Abstract.....	II
المخلص.....	III
Table des matières	IV
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux	XII
Introduction générale.....	01

CHAPITRE I : GENERALITES – PONT MIXTE

I.1. Introduction	03
I.2. l'évolution des ponts.....	03
I.3. Définitions et différentes parties d'un pont	04
I.3.1. Définition d'un pont.....	04
I.3.2. les parties d'un pont.....	04
I.4. classification des ponts	06
I.4.1. Classification suivant le fonctionnement mécanique	06
I.4.2. Classification suivant la destination des voies supportées.....	06
I.4.3. Classification suivant la position en plan	07
I.4.4. Classification suivant la durée de vie	07
I.4.5. Classification suivant la mobilité	07
I.4.6. Classification suivant la continuité de la superstructure.....	08
I.5. Présentation des ponts mixtes	09
I.6. Les types de ponts mixtes.....	09
I.6.1. Ponts mixtes de type bipoutres.....	10
I.6.2. Ponts mixtes en caisson.....	10
I.6.3. Pont mixte de type poutrelles enrobées	11
I.7. Choix du type d'ouvrage	11
I.7.1. Comment se pose le problème du choix	11
I.7.2. Récapitulation des types d'ouvrages actuels.....	11
I.7.2.1. Les ponts à une seule travée.....	12
I.7.2.2. Les ponts à plusieurs travées	13

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1.Présentation du pont existant	14
II.1.1.Tracé en plan.....	15
II.1.2.Profil en long et travers.....	15
II.2.Recueil des données naturelles	16
II.2.1.Topographie	16
II.2.2.Hydrologie.....	16
II.2.3.Données géotechniques.....	17
II.2.4.Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont.....	20
II.3.Choix du type d'ouvrage	19
II.4.Présentation du choix	21
II.5.Description du pont projeté	21
II.6.Conclusion.....	22

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT ET MODELISATION

III.1.Introduction	23
III.2.Caractéristique des matériaux.....	23
III.3.Pré dimensionnement du tablier	26
III.3.1.Largeur de tablier	26
III.3.2.Longueur des travées.....	26
III.3.3.L'épaisseur de la dalle	26
III.4.Pré dimensionnement des poutres.....	26
III.4.1.Espacement des poutres	26
III.4.2.Hauteur des poutres.....	28
III.4.3.Semelle	28
III.4.4.L'âme	29
III.5.Pré dimensionnement des entretoises.....	30
III.5.1.Les entretoises sur appuis.....	30
III.5.2.Les entretoises courants	31
III.6.Evaluation des charges.....	31
III.6.1.Charge permanente.....	31
III.6.1.1.Les éléments porteurs.....	31
III.6.1.2.Les éléments non porteurs	32
III.6.2.Calcul des surcharges routières	34
III.6.2.1.Système de charge A (I).....	35
III.6.2.2.Système de charges B	36
III.6.2.3.La surcharge militaire	41
III.6.2.4.Forces de freinage	44
III.6.2.5.Surcharges des trottoirs (qtr)	44
III.6.2.6.Vent.....	44
III.6.2.7.Température	44
III.6.2.8.Séisme.....	45
III.7.Définition des combinaisons	47
III.7.1.Combinaison des actions.....	47

TABLE DES MATIERES

III.7.2. Combinaison des composantes des actions sismiques	47
III.8. Logiciel de calcul	48
III.9. Modélisation.....	49
III.8.1. Résultats de calcul obtenus par CSIBRIDGE	49

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.1. Introduction	57
IV.2. Vérification de la section d'acier	57
IV.2.1. Etude de la stabilité des poutres.....	58
IV.3. Calcul de la section mixte.....	61
IV.3.1. Hypothèse de calcul d'une section mixte.....	61
IV.3.2. Position du centre de gravité de section mixte.....	62
IV.3.3. Inertie d'une section mixte.....	63
IV.3.4. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section	66
IV.3.4.1. Effets du retrait.....	66
IV.3.4.2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton	69
IV.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement.....	70
IV.4. Calcul de la dalle	70
IV.4.1. La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase	70
IV.4.2. Les résultats numériques.....	72
IV.4.3. Détermination de ferrailage.....	73
IV.4.4. Résistance aux efforts tranchant.....	74
IV.4.5. Condition de non fragilité	74
IV.4.6. Condition de non poinçonnements.....	74
IV.5. Les entretoises.....	76
IV.6. Les connecteurs.....	77
IV.6.1. Le choix du connecteur	77
IV.6.2. Espacement des connecteurs.....	78
IV.6.3. Le nombre total des connecteurs.....	78
IV.7. Les assemblages.....	80
IV.7.1. Introduction	80
IV.7.2. Définition du soudage.....	80
IV.7.3. Le Principe de soudage.....	80
IV.7.4. Différents joints de soudure	81
IV.7.5. Calcul des soudures	82

CHAPITRE V : ETUDE DES ÉQUIPEMENTS

V.1. Introduction.....	84
V.2. Les appareils d'appuis.....	84
V.2.1. Le rôle des appareils d'appuis.....	84
V.2.2. Les types des appareils d'appuis	84
V.2.3. Variation linéaire du tablier	87
V.2.3.1. Retrait.....	87
V.2.3.2. Fluage	87
V.2.3.3. Température	87
V.2.4. Dimensionnement des d'appareils d'appuis.....	88

TABLE DES MATIERES

V.2.4.1.Aire de l'appareil d'appui.....	88
V.2.4.2.Hauteur nette de l'élastomère (T)	88
V.2.4.3.Epaisseur des frettes	89
V.2.5.Vérification des appareils d'appui	89
V.2.5.1.Répartition des efforts horizontaux	89
V.2.5.2.Vérification des contraintes.....	93
V.3. Les dés d'appui.....	96
V.3.1.Fonction des dés d'appui	96
V.3.2.Dimensionnement des dés d'appui.....	96
V.3.3.Ferraillage de dé d'appui	96
V.4. Les joints de chaussée	96
V.4.1.Calcul des joints.....	98

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction.....	100
VI.2.Les différents types culées.....	100
VI.3.Choix de type de culée.....	101
VI.4.Implantation des culées	101
VI.5.Pré dimensionnement des culées.....	101
VI.5.1.Mur de front {M.F}.....	101
VI.5.2.Mur De Garde Grève {M.G.G}.....	102
VI.5.3.Dalle De Transition {D.T}	102
VI.5.4.Mur en retour {M.R}.....	102
VI.5.5.La semelle.....	103
VI.5.6.Le corbeau.....	103
VI.5.7.Le sommier d'appui	104
VI.5.8.Contrefort.....	104
VI.6.Vérification de la stabilité de la culée.....	105
VI.6.1.Sous charges permanentes.....	105
VI.6.2.Calcul en construction avec remblai	106
VI.6.3.Sous charges permanentes plus surcharge	107
VI.6.4.Vérification des contraintes sous la semelle.....	109
VI.7.Conclusion	110

CHAPITRE VII : ETUDE MANAGÉRIALE

VII.1.Introduction.....	111
VII.2.Management De Projet.....	111
VII.3.Définir des WBS	112
VII.4.Liste des ressources.....	112
VII.4.1.Les ressources humaines.....	112
VII.4.2.Les ressources matérielles	113
VII.4.3.Les ressources consommables	114
VII.4.4.Le cout total de projet de trois variantes.....	115
VII.5.Analyse multicritère	116
VII.5.1.Présentation du choix.....	116

TABLE DES MATIERES

VII.6.Avantages de la conception proposée avec une seule travée	117
VII.7.Conclusion	117
Conclusion général.....	118
Bibliographie	119
Annexe	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Structure générale d'un pont	04
Figure I.2 : Pont levant	08
Figure I.3 : pont tournant	08
Figure I.4 : pont basculant	08
Figure I.5: Quelques exemples sur la continuité des ponts.....	09
Figure I.6 : Choix de type de pont mixte selon la portée.....	09
Figure I.7 : un exemple de pont mixte bipoutre.....	10
Figure I.8: Pont mixte en caisson	10
Figure I.9: Pont mixte de type poutrelles enrobées.....	11
Figure II.1: Plan de situation du pont (maps.google.com)	14
Figure II.2 : le pont existant vue de loin.....	14
Figure II.1: Tracé en plan de projet (2013).....	15
Figure II.2: Profil en long de projet (2013)	15
Figure II.5: la largeur et la hauteur de pont	17
Figure III.1 : Modèle de calcul réglementaire.....	24
Figure III.2: Section de la poutre PRS.....	29
Figure III.3: Section des entretoises sur appuis	30
Figure III.4: Section des entretoises courante.....	31
Figure III.5 : Coupe transversale du trottoir avec corniche	33
Figure III.6:Disposition de système Bc	37
Figure III.7 :Les dimensions de système Bt.....	39
Figure III.8 :Dimension de système Br	40
Figure III.9 :Dimensions de système Mc120.....	42
Figure 3.10 :Dimension de système D.....	43
Figure III.11 : spectre de réponse élastique, composante horizontale.....	46
Figure III.12 : Spectre de réponse élastique, composante verticale	47
Figure III.13 : Tableau de modèle (CSIBRIDGE)	48

LISTE DES FIGURES

Figure III.14 : Vue en 3D de modèle du tablier	49
Figure III.15:Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU.....	50
Figure III.16:Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L)à l'ELS	51
Figure III.17:Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme.....	52
Figure III.18: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU.....	54
Figure III.19: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELS	55
Figure III.20:Diagramme de l'effort tranchant Due à l'action de séisme	56
Figure IV-1: section de la poutre.....	57
Figure IV.2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte.....	61
Figure IV.3 : Position du centre de gravité de section mixte.....	62
Figure IV.4 : Largeur de la dalle participante.....	62
Figure IV.5: section de la poutre.....	62
Figure IV.6 : Section du béton.....	64
Figure IV.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte	67
Figure IV.8 : les plots préfabriqués de la dalle	71
Figure IV.9 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle	72
Figure IV.10 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle.....	72
Figure IV.11 : La transmission de la charge « Br »	75
Figure IV.12 : Section de l'entretoise sur appuis.....	76
Figure IV.13 : Section de l'entretoise courante IPE600.....	76
Figure IV.14 : Connecteurs de type goujons	77
Figure IV.15 : goujon à tête	77
Figure IV.16 : La connexion de la dalle avec la poutre.....	78
Figure IV.17: Diagramme de l'effort tranchant max	79
Figure IV.18 : Liaison d'âme.....	81
Figure IV.19 : Détail de soudure de la semelle supérieure.....	82
Figure IV.20 : Détail de soudure de la semelle inférieure.....	82

LISTE DES FIGURES

Figure V.1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis	84
Figure V.2 : Appareils d'appuis à pot.....	84
Figure V.3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier	85
Figure V.4 : appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple	85
Figure V.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	85
Figure V.6 : Sollicitations supporté par l'appareil d'appui	86
Figure V.7: Présente la modélisation par ressort	91
Figure V.8: Schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis.....	92
Figure V.9 : Les dimensions de dé d'appui	96
Figure V.10 : Ferrailage de dé d'appui.....	96
Figure V.11 : Joint de chaussée.....	97
Figure V.12 : Dessin de joint de chaussée	99
Figure VI.1 : Pré-dimensionnement du corbeau	103
Figure VI.2 : Dessin de la culée 1	104
Figure VII.1: Triangle d'or du projet	110
Figure VII.2: Présentation de choix par le graphique radar.....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Sondage (sp13) coté oued tlata.....	18
Tableau II.2: Sondage (sp14) coté oued tlata.....	18
Tableau II.3: Sondage (sp16) coté oued tlata.....	19
Tableau II.4: Classification des ponts	20
Tableau II.5: Coefficients d'accélération de zone.....	20
Tableau III.1 : Caractéristiques de calcul de contrainte limite de traction	24
Tableau III.2: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente	25
Tableau III-3 : Les charges des éléments porteurs.....	31
Tableau III-4 : Les charges des éléments non porteurs	33
Tableau III.5 : Les valeurs de coefficient a_1	36
Tableau III.6 : Détermination de coefficient $v_0 \cdot (RCPR)$	36
Tableau III.7 :Les valeurs de coefficient b_c	38
Tableau III.8 :Le poids d'un essieu tandem.....	38
Tableau III.9 :Les valeurs de coefficient b_t	39
Tableau III.10 :Le chargement par essieu tandem B_t	40
Tableau III.11 :Le chargement par essieu tandem B_r	41
Tableau III.12 :Le chargement par chenille.....	42
Tableau III.13 :Le chargement par remorque	43
Tableau III.14: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontal	45
Tableau III.15: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale.....	46
Tableau III.16 : Moments fléchissant maximum	49
Tableau III.17: Moments fléchissant maximum à l'ELU	50
Tableau III.18: Moments fléchissant maximum à l'ELS.....	51
Tableau III.19: Moments fléchissant maximum à l'action sismique	52
Tableau III.20: Effort tranchant maximum.....	53
Tableau III.21: Effort tranchant maximum à l'ELU	53
Tableau III.22: Effort tranchant maximum à l'ELS	54

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.23: Effort tranchant maximum à l'action sismique.....	55
Tableau IV.1 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée.....	62
Tableau IV.2 : La détermination des caractéristiques de la section du béton.....	64
Tableau IV.3 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier	64
Tableau IV.4 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte.....	66
Tableau IV.5 : Longueur minimum du clavage en fonction d'épaisseur minimum de la dalle	71
Tableau IV.6 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m)	73
Tableau IV.7 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	73
Tableau IV.8 : Choix de ferrailage de l'hourdi.....	73
Tableau IV.9 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise	76
Tableau IV.10 : paramètre dépendant de la nuance d'acier.....	83
Tableau V.1: Les raideurs des appareils d'appuis.....	92
Tableau VI.1 : les types des culées.....	100
Tableau VI.2 : la position des culées.....	101
Tableau VI.3: La descente de charge de la culée	105
Tableau VI.4: Moments stabilisants et renversants de culée	107
Tableau VI.5: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU	107
Tableau VI.6: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS	108
Tableau VI.7: Moments stabilisants et renversants en charge accidentelle.....	109
Tableau VII.1 : Tableau de ressources humaines.....	111
Tableau VII.2: Tableau de ressources Matérielles du pont mixte.....	112
Tableau VII.3: tableau de ressources consommables du pont mixte.....	113
Tableau VII.3: tableau de cout total des trois variantes	114
Tableau VII.05: Analyse multicritère.....	115
Tableau VII.06: Echelle de l'analyse multicritère	115

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire pour la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des routes, des autoroutes, trémies et des ponts.

Un pont est un ouvrage d'art, réalisation du génie civil, destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication...) en passant par-dessus.

Un pont peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation (oléoduc, aqueduc, ...). Il peut être mobile (pont levant).

La construction de ponts est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication infranchissables de manière simple ou dangereuses pour les usagers.

L'essor économique d'un pays, aussi puissant soit-il, passe inéluctablement par la mise en place et l'amélioration continue des infrastructures d'une manière générale, et celles de transport plus particulièrement. Ainsi, les pays dits développés sont ceux-là qui ont pu initier, entre autres, des politiques cohérentes visant à promouvoir le secteur sensible des transports.

La conception d'un pont a de nombreux paramètres particulièrement liés au site, au pays à l'urbanisme.

Et d'autre données qui sont classées en :

- données fonctionnelles et dimensionnelles (la voie portée, profil en travers, profil en long,...).
- Données naturelles (la nature du sol).

L'objectif de ce travail est de faire une étude technique d'un pont mixte bi-poutre et une étude comparative entre trois choix (un pont à poutre en béton précontrainte, un pont à poutre en béton armé et un pont mixte bi-poutre

Ce mémoire s'articule autour de sept chapitres :

Chapitre I : ce chapitre présente quelques définitions sur le pont et ces différentes parties et plus précisément les ponts mixtes.

Chapitre II : ce chapitre est basé sur la description de l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques géométriques et la connaissance des caractéristiques des matériaux.

Chapitre III: ce chapitre présente un pré dimensionnement de la super structure, définit et calcule les charges appliquées sur le pont et la modélisation de pont.

Chapitre IV: ce chapitre présente l'étude de tablier.

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre V : ce chapitre étudie les équipements de pont et le dimensionnement des appareils d'appuis.

Chapitre VI: ce chapitre présente étude de l'infrastructure.

Chapitre VI: ce chapitre présente quelques définitions de management de projet et calcule le délai, le coût et fait une analyse multicritère pour faire la comparaison entre les trois variantes.

Chapitre 1

GENERALITES – PONT
MIXTE

I.1. Introduction

Au cours de la conception et la réalisation d'un passage routier (voie ferrée ou route) souvent en confronte avec un obstacle, il y a deux type d'obstacles :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

On a deux solutions pour assurer la continuité de l'ouvrage :

- ✓ L'élimination de l'obstacle (obturé une brèche, détourner un cours d'eau).
- ✓ Conserver l'obstacle mais on réalise (un tunnel au dessous, faire une déviation, ou un pont au dessus)

I.2. L'évolution des ponts

Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté.

Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie (ce qui éveilla d'ailleurs la curiosité des Européens).

Ces ponts de corde se rencontraient encore assez fréquemment au siècle dernier.

Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre).

Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains.

Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit.

Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa. L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts.

Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent. Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque. [1]

I.3. Définitions et différentes parties d'un pont

I.3.1. Définition d'un pont

Le terme « Pont » désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, etc.) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc.). Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc.

Un pont se compose de quatre parties: les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures. [2]

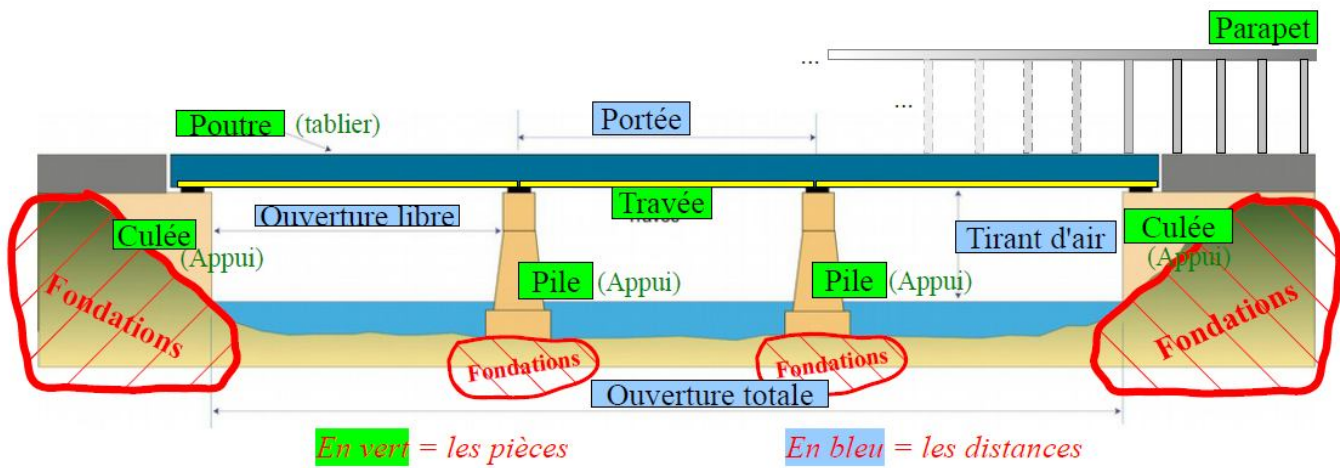


Figure I.1 Structure générale d'un pont

I.3.2. les parties d'un pont

a. Composition de l'infrastructure

✚ Les fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. [2]

On a trois types des fondations :

- ✓ des fondations superficielles (semelles et radiers)
- ✓ des fondations semi-profondes (puits)
- ✓ des fondations profondes (pieux)

✚ Les appuis

Il existe deux types d'appuis: les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

Les piles et les culées dépendent de deux éléments qu'elles unissent: le sol et le tablier. Elles doivent : donc être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs.

En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes). [2]

b. Composition de la superstructure :

Le Tablier

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

- ❖ **Dalle** : La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.
- ❖ **Entretoises** : Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles (sauf dans les ponts biais où elles sont parallèles aux appuis).

Elles ont un double rôle: celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

- ❖ **Longerons** : Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.
- ❖ **Poutres principales** : Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis.

On distingue les **poutres latérales** ou poutre de rive ou, encore, poutres principales et les **poutres sous chaussée**, poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.

- ❖ **Contreventement** : Le contreventement est constitué par une poutraison croisée horizontale entre poutres latérales, le tout destiné à assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent. [2]

❖ **Les accessoires de la superstructure** : Ils sont constitués par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont :

- ✓ La chaussée
- ✓ Les gargouilles
- ✓ Les trottoirs
- ✓ Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)
- ✓ Les corniches
- ✓ Les joints de chaussée
- ✓ Les lampadaires...

NB : Sous l'effet des différences de température, ou sous l'application des surcharges, les tabliers se déplacent par rapport aux piles et aux culées. Il est donc nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements: ce sont *les appareils d'appui*. Ils sont fixes ou mobiles et sont fabriqués en élastomère, en béton, en métal ou en matériaux spéciaux et très souvent en néoprène. [2]

I.4. classification des ponts

Les ponts sont de différents types et on peut les classer de plusieurs points de vue.

I.4.1. Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes :

- **Les ponts poutres** dont les réactions ne comportent que des composantes verticales; On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson, etc.
- **Les ponts en arc**: ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques *ouverts* et les cadres fermés ;
- **Les ponts à câbles**: ce sont tous les ponts portés par des câbles. Les charges verticales produisent des réactions inclinées divergentes.
Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

I.4.2. Classification suivant la destination des voies supportées

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

- **Les ponts routes**: ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle;
- **Les ponts rails**: ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle;
- **Les ponts rails /routes**: ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois;

- **Les passerelles:** ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons ;
- **Les ouvrages hydrauliques:** ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.

I.4.3. Classification suivant la position en plan

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

- **Ponts droits:** ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont ;
- **Ponts biais:** ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit;
- **Ponts courbes:** ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure.

I.4.4. Classification suivant la durée de vie

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories :

- **Les ponts définitifs**

Ils sont construits pour une durée égale à celle du matériau, et tant qu'ils pourront supporter les charges accrues des véhicules.

- **Les ponts semi définitifs**

Ce sont les ponts ayant, en général, l'infrastructure définitive et la superstructure provisoire ;

Ils s'exécutent *soit* pour des raisons d'économie, *soit* quand on ne peut procurer, en temps utile, la superstructure définitive.

- **Les ponts provisoires**

Ils sont construits pour une durée relativement courte et sont utilisés soit pour le rétablissement rapide de la circulation, dans le cas de la déstructuration d'un pont définitif, soit pour assurer la circulation, pendant la construction ou la réparation d'un pont définitif.[2]

I.4.5. Classification suivant la mobilité

Suivant ce critère, on distingue:

- a. **les ponts fixes**

- b. **les ponts mobiles :** qui s'exécutent quand il est nécessaire d'augmenter temporairement le tirant d'air, pour le passage des vaisseaux.

Ils sont de trois sortes :

1. **les ponts levants :** dont le tablier est mobile en hauteur

Clicours.COM

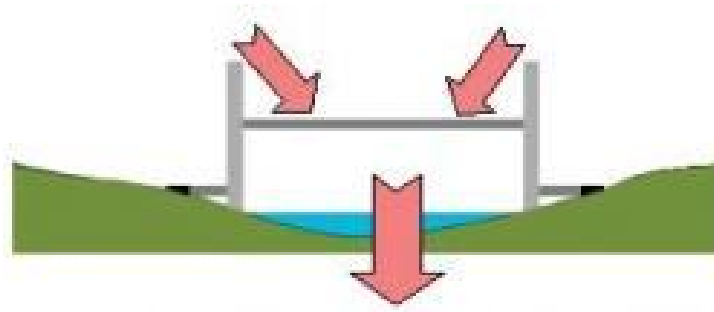


Figure I.2 : Pont levant

2. **les ponts tournants** dont le tablier est monté sur pivot, permettant de le faire tourner horizontalement.



Figure I.3 : pont tournant

3. **les ponts basculants**

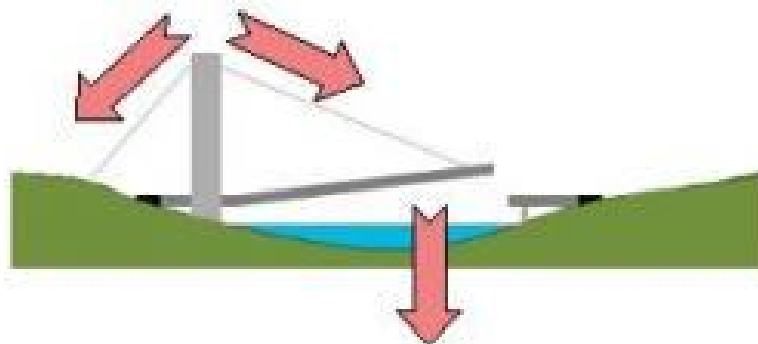


Figure I.4 : pont basculant

I.4.6. Classification suivant la continuité de la superstructure

- **ponts à poutres indépendantes** où la superstructure est interrompue au dessus des piles.
- **ponts à poutres cantilevers** où la superstructure est interrompue entre les piles.
- **ponts à poutres continues** où la superstructure n'a pas d'interruption. [2]

La liste n'est pas exhaustive car on trouve aussi d'autres critères de classification tels que le mode d'exécution, la position des voies supportées, etc.

Pont à poutres indépendantes



Pont à poutres cantilevers



Pont à poutres continues



Figure I.5: Quelques exemples sur la continuité des ponts

I.5. Présentation des ponts mixtes

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structuraux en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

NB. Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.

I.6. Les types de ponts mixtes

On choisie le type selon la portée de pont :

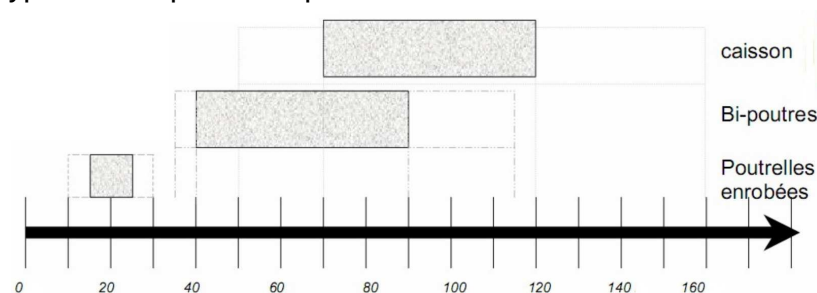


Figure I.6 : Choix de type de pont mixte selon la portée.

I.6.1. Ponts mixtes de type bipoutres

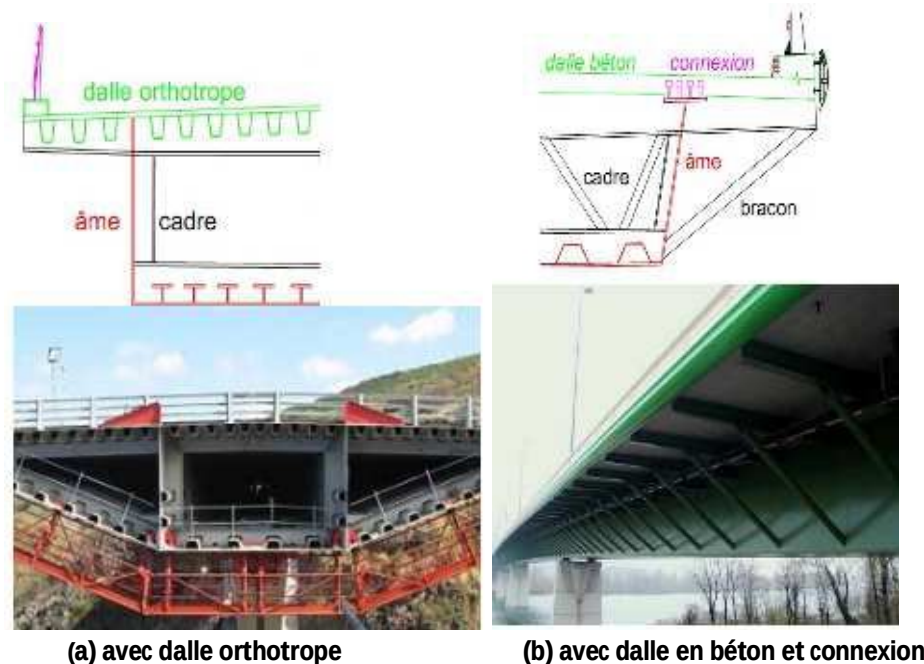
Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 100 - 120 m.



Figure I.7 : un exemple de pont mixte bipoutre

I.6.2. Ponts mixtes en caisson

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à réaliser et à entretenir. Toutefois ils peuvent être adoptés pour des considérations esthétiques ou par rapport à l'espace disponible pour la réalisation des appuis. [3]



(a) avec dalle orthotrope

(b) avec dalle en béton et connexion

Figure I.8: Pont mixte en caisson

I.6.3. Pont mixte de type poutrelles enrobées

Le pont mixte illustré à la FIGURE 1.9 est de type poutrelles enrobées. Le tablier de ce pont est constitué de poutres en acier laminées partiellement ou totalement enrobées.

L'avantage de ce dimensionnement est de ne pas faire appel à un étaielement provisoire durant sa mise en œuvre, ce qui est très intéressant lorsqu'il est difficile d'interrompre les voies de circulation comme les voies ferrées. Un autre avantage est la robustesse élevée de ce type de structures. Les grandes quantités d'acier et de béton, nécessaires pour sa construction, n'en font pas une solution optimisée sur le plan économique et environnemental. [3]

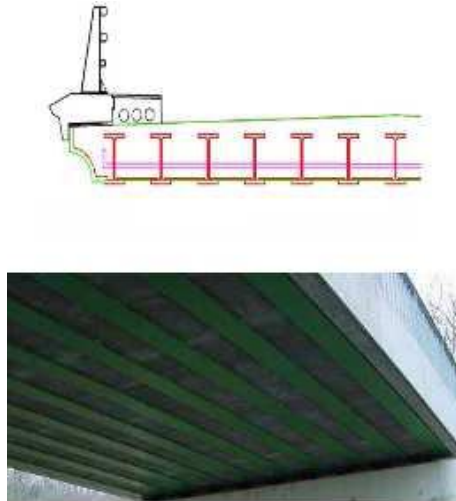


Figure I.9: Pont mixte de type poutrelles enrobées

I.7. Choix du type d'ouvrage

I.7.1. Comment se pose le problème du choix

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur. [2]

I.7.2. Récapitulation des types d'ouvrages actuels

Dans ce qui suit, la récapitulation des types d'ouvrages est faite d'après la portée principale, parce que c'est le paramètre le plus simple et l'un des plus importants. Pour simplifier l'exposé, on a distingué les ponts à une seule travée et les ponts à plusieurs travées, étant bien entendu que les deux solutions peuvent quelquefois être envisagées pour un même franchissement.

Ne sont pas cités dans cette énumération les types d'ouvrages très spéciaux ni certaines solutions en cours d'expérimentation.

I.7.2.1. Les ponts à une seule travée

- **Petits ouvrages hydrauliques d'ouverture inférieure à 8 m**

- ❖ si l'ouvrage est situé sous un fort remblai, la meilleure solution est le ponceau en plein cintre;
- ❖ si le remblai est de hauteur moyenne, on peut aussi utiliser les aqueducs métalliques préfabriqués. Cette solution est intéressante surtout lorsque le terrain de fondation est mauvais;
- ❖ si la hauteur de remblai est faible ou nulle, la solution normale est celle des cadres et portiques.

L'ouverture de ces ouvrages est à fixer en fonction du débit de crue de la rivière.

- **Pour les portées inférieures à une quinzaine de mètres**

- ❖ si l'ouvrage est situé sous remblai, adopter un ponceau voûté en plein cintre;
- ❖ s'il y'a peu de remblai, la solution très largement utilisée est celle du pont-cadre en béton armé. C'est une structure très simple, en forme de cadre rectangulaire reposant sur la dalle inférieure et complétée par des murs en aile ou en retour également standardisé;
- ❖ s'il s'agit de remplacer un tablier sur des culées existantes, ou si le biais est trop fort pour qu'on puisse envisager un cadre, la solution la plus simple est celle de la dalle en béton armé.

- **Pour les portées allant d'une dizaine à une vingtaine de mètres**

La solution la plus courante est celles des portiques en béton armé. C'est un pont à béquilles verticales, qui exerce une poussée sur ses appuis et qui est soumis aux poussées latérales des terres.

- **Pour les portées de 20 à 50 m**

Sauf dans des cas très spéciaux où la nécessité de limiter au maximum le poids et l'épaisseur du tablier conduit à une solution métallique, le type d'ouvrage qui s'impose dans cette gamme de portées est la travée indépendante à poutres en béton précontraint.

- **Pour les portées de 50 à 100 m**

C'est le domaine des travées indépendantes en acier. Pour des raisons d'aspect, on emploie de préférence des tabliers à âme pleine sous chaussée, constitués soit de poutres parallèles, soit de caissons, suivant la portée et l'élancement. Dans les ponts actuels les couvertures sont très largement des dalles participantes ou des dalles orthotropes.

- **Pour les portées de plus 100 m**

C'est seulement dans des cas exceptionnels qu'on franchit une portée de plus de 100 m avec une seule travée. Les types de ponts adoptés dans ce cas sont entre autres :

- ❖ les ponts à travée indépendante en acier, à poutres latérales triangulées et tablier inférieur;
- ❖ les ponts à béquilles obliques en acier;

- ❖ les ponts à béquilles obliques en béton précontraint;
- ❖ les arcs en béton armé ;
- ❖ les arcs en acier.

I.7.2.2. Les ponts à plusieurs travées

- Pour les portées ne dépassant pas une vingtaine de mètres

La solution la plus courante est celle des ponts-dalles continus:

- ❖ en béton armé, lorsque la portée déterminante est inférieure à 15 m et lorsqu'il n'est pas nécessaire de réduire au maximum l'épaisseur du tablier.
- ❖ en béton précontraint pour des portées déterminantes de 15 à 21 m.

- **Pour les portées de 20 à 50 m environ**

Plusieurs solutions sont possibles:

- ❖ les dalles à grands encorbellements, ou les dalles élégies pour des portées de 23 à 40 m environ. Dès que la portée dépasse 25 m, il est généralement préférable de donner à la dalle une épaisseur variable. Ces types de ponts sont souvent employés comme passages supérieurs à trois travées;
- ❖ le pont à béquilles en béton précontraint qui peut être considéré comme un ouvrage à trois travées;
- ❖ le pont mixte à poutrelles métalliques continues et dalle participante, utilisé pour franchir une route ou une autoroute sans appui sur le terreplein central. [2]
- ❖ les ponts à poutres en béton précontraint, de différentes sortes: soit à poutres préfabriquées, soit à poutres continues coulées sur cintre, soit à poutres construites par poussage.

- **Pour les portées de 50 à 300 m environ**

Les deux types d'ouvrages les plus utilisées sont les ponts à poutres précontraint construits en encorbellement et les poutres continues en acier :

- ❖ Les ponts en béton précontraint construits en encorbellement ont en général une portée principale comprise entre 70 et 100 m ;
- ❖ Les poutres continues en acier ont été employées dans une gamme très étendue de portées, depuis une trentaine de mètres jusqu'à plusieurs centaines de mètres.

- **Pour les portées de plus de 300 m**

C'était autrefois la demande des ponts suspendus. On trouve maintenant à la fois des ponts suspendus et des à haubans. La frontière entre les deux n'est pas nette. Le grand intérêt des ponts à haubans est qu'ils ne nécessitent pas de massif d'ancrage mais lorsqu'il est possible de fixer les câbles dans le rocher, le pont suspendu peut reprendre l'avantage. [2]

Chapitre 2

**PRESENTATION DE
PROJET**

II.1.Présentation du pont existant

Le pont de oued tlata est un ouvrage situé sur le chemine de wilaya CW 102 , reliant (Nedroma à ghazaouet). Il est un pont en béton armé de trois travées dont l'infrastructure et la superstructure est en béton. Il est long de 60 m environ avec deux voies de circulation large de 3.75 m.



Figure II.1: Plan de situation du pont (maps.google.com)



Figure II.2 : le pont existant vue de loin

II.1.1.Tracé en plan

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

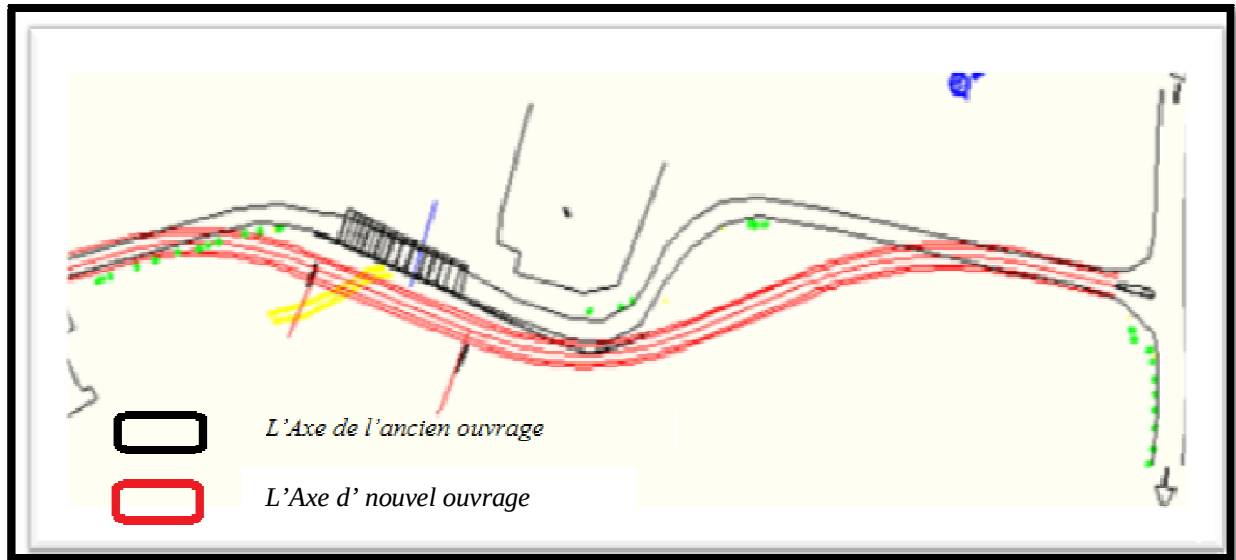


Figure II.1: Tracé en plan de projet (2013)

II.1.2.Profil en long et travers

Les profils s'établissent sur la base d'un plan topographique. Il s'agit d'une coupe du terrain selon une trajectoire déterminée.

Le profil peut être :

- En long lorsque cette trajectoire correspond à l'axe d'un projet ou d'un élément linéaire (axe de route, axe de cours d'eau, axe de pont ...).

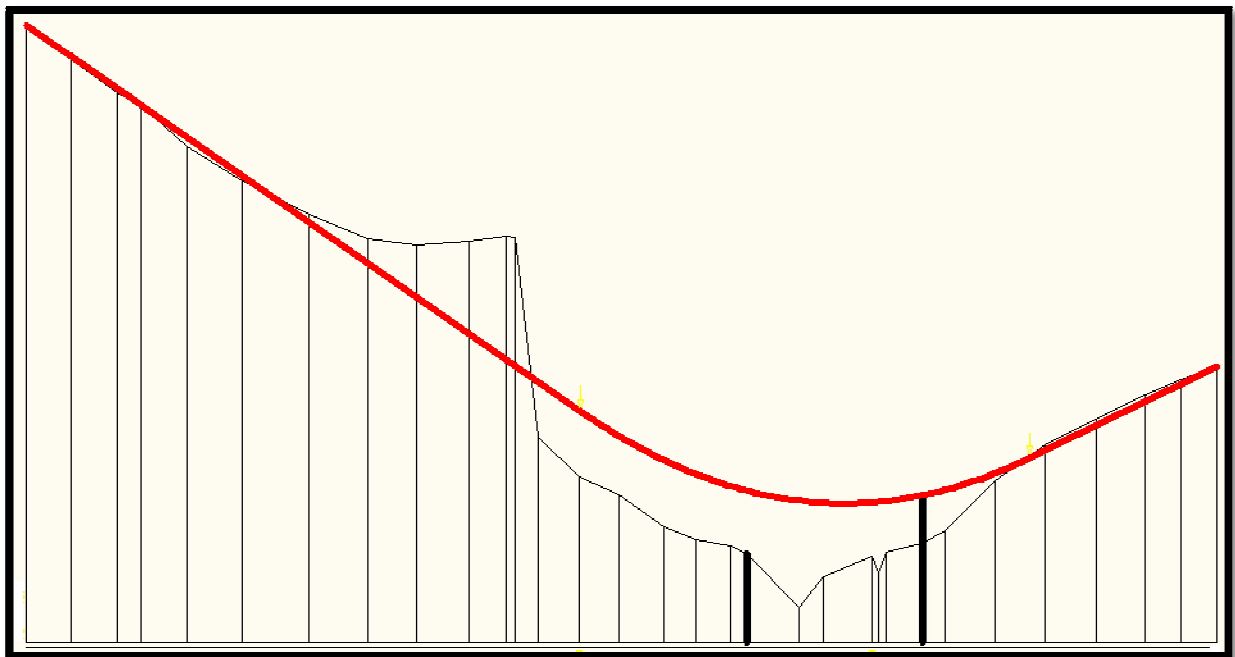


Figure II.2: Profil en long de projet (2013)

- en travers lorsque cette trajectoire correspond à une perpendiculaire à l'axe. Les profils permettent de visualiser le terrain en coupe et de calculer les pentes.

Ils sont souvent utilisés lors de projets situés sur des terrains en pente nécessitant un remodelage du terrain naturel.

En superposant alors le projet en coupe et le profil du terrain, il est aisé de localiser les zones de déblai et de remblai et de calculer les cubatures.

II.2. Recueil des données naturelles

Les données ramassées après la visite de l'ingénieur au site sont essentielle pour chaque projet, elles sont évoquées comme suite :

II.2.1. Topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.[4]

L'ouvrage peut être repéré par le GPS par les coordonnées suivantes :

X=4215.5360.

Y=8417.8110. [5]

II.2.2. Hydrologie

Le régime des eaux ne doit pas être modifié par la construction d'un pont, ce qui produirait des changements du lit susceptibles d'avoir des conséquences pour les bénéficiaires d'amont: inondations, dégâts aux ouvrages existants. Pour cela, il faut que le débit maximum des eaux puisse passer sous le pont à la vitesse qu'elles avaient avant la construction.

Pour les ouvrages importants, il faudra donc:

- déterminer le débit maximum Q de la rivière à l'endroit où sera construit le pont et on compte le avec le débit de crue (Q_{crue}) calculé pour une période de retour de 100 ans.

On considère un coefficient de sécurité égal à 1.5 ce qui est généralement adopté pour ce genre de calculs : $Q_{dim} = 1.5 * Q_{crue}$

Nous utilisons la formule de Manning- Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

avec :

n : rugosité,

P est le périmètre mouillé égal à $(L + 2Y)$.

S : section mouillée égal à $(L * Y)$.

RH : rayon hydraulique égal à S/P

I : est la pente du lit d'oued.

Q : débit pouvant être drainé par la surface mouillée S .

Considérons un ouvrage d'ouverture rectangulaire (Largeur L , Hauteur Y).

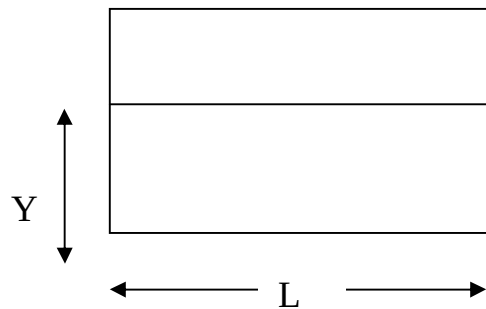


Figure II.5: la largeur et la hauteur de pont

Il faut vérifier que Q est supérieur à Q_{dim}

on a :

$$Q_{crue}=280 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I=0,018$$

$$n=0.03$$

$$S=60 \times 6=360$$

$$P=60+6 \times 2=72$$

$$Q = \frac{1}{0,03} \cdot (360/72)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,018} \cdot 360 = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q \gg Q_{crue} \times 1.5$ Donc il ya pas de risque d'inondations.

II.2.3.Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.[4]

a)Premier sondage N° :sp13

- 0.00 a 4.20 : galets amatrice argileuse sableuse.
- 4.20 a 6.00 : sable grossier galets.
- 6 .00 à 13.70 : argiles limoneuses sableuses avec gravier.
- 13.70 à 25.00 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau II. 1: Sondage (sp13) coté oued tlata

Sondage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp13	0.00à5.00	317.76	73.69	43.53
	5.00à8.00	457.80	62.38	36.99
	8.00à13.00	465.96	68.12	38.51
	13.00à16.00	1224.69	68.12	40.66
	16.00à22.00	1250.92	64.27	38.62
	22.00à24.50	1068.93	61.23	36.93

b) Premier sondage N° :sp14

- 0.00 à 1.00 : terre végétale.
- 1.00 à 8.50 : galets de différentes tailles à matrice argileuse sableuse.
- 8.50 à 13.50 : argiles limoneuses sableuses peu graveleuses.
- 13.50 à 24.50 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau II.2: Sondage (sp14) coté oued tlata

Sondage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp14	0.00à4.00	348.96	72.75	42.75
	4.00à10.00	285.80	59.12	36.50
	10.00à14.00	469.32	59.12	37.55
	14.00à18.00	496.32	56.46	33.88
	18.00à22.00	842.27	59.12	38.53

c)Premier sondage N° :sp16

- 0.00 à 10.40 : galets de différentes natures et de différentes tailles à matrice argileuse sableuse.
- 10.40 à 13.50 : argiles limoneuses sableuses.
- 13.50 à 24 : marne-calcaires du couleur grisâtre dur et compact

Tableau II.3: Sondage (sp16) coté oued tlata

Sandage N°	Profondeur(m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite PI (bars)	Pression de fluage Pf(bars)
Sp16	0.00à4.00	468516.40	79.29	46.29
	4.00à9.00	248.59	64.82	38.46
	9.00à11.00	329.22	78.58	46.79
	11.00à15.00	431.89	63.27	37.77
	15.00à20.00	1284.54	69.78	41.79

d) Conclusion de rapport géotechniques

L'étude géotechnique accomplie concerne le terrain qui servira d'assise d'un ouvrage d'art prévus à réaliser au niveau du oued Tleta à nedroma/wilaya de Tlemcen.

Le terrain, pris comme assiette de la structure, est globalement constitué par les marno-calcaires durs et compacts, surmontés par une couche d'argile limoneuse sableuse le tout est recouvert par les galets.

Vu l'emplacement de cette assiette, il faut prendre des précautions pour assurer la stabilité de la construction.

Pour la conception des fondations, la contrainte admissible de la formation argileuse sableuse sera prise égale à $1,7K_g/cm^2$

Et de $2,5K_g/cm^2$ dans le cas ou la couche d'assise des fondations est de nature marno-calcaire.

Un drainage efficace des eaux de ruissellement et des eaux souterraines doit être assuré pour éviter tout contact de l'eau avec le sol d'assise des fondations, ainsi que les couches sous-jacentes, afin d'éviter tout problème à court et à long terme.

Finalement, il appartient au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution, de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité et à la sécurité de l'ouvrage à construire.[5]

II.2.4. Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont

En plus de l'action d'un cours d'eau, les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont les suivantes :

- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par les règlement de charge (fascicule 61, Titre II) ($2 KN/m^2$).
- La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- Le séisme : Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.
- En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Le séisme de part sa nature dévastatrice, restera un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autres phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc.....

C'est pour cela que l'étude au séisme pour les ouvrages implantés dans les zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines.

Classification des ponts

Tableau II.4: Classification des ponts

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

Le pont qu'on a entraîné d'étudier est classé en groupe 2.

Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone II_a** : moyenne
- **Zone II_b** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est situé dans la wilaya de Tlemcen est en Zone I : faible

Le coefficient d'accélération A

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau II.5: Coefficients d'accélération de zone

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

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans :

ZONE I
GROUPE 2 $\Rightarrow A = 0,12(g)$

II.3.Choix du type d'ouvrage

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis.
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques. A défaut.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.[6]

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Dans notre ouvrage la portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de l'ouvrage avec quelque aspect architectural, économique et de durabilité, ces aspects sont :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants.
- L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace : puisque il est interdit de cisailer l'autoroute on admet un passage inférieur près de la culée.
- La durée de la réalisation
- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération on va essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- La capacité technique architecturale et économique des bureaux d'étude et des entreprises.

II.4.Présentation du choix

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

Dans la pratique, on effectue une étude comparative de quatre (4) variantes de pont : béton armé, béton précontraint, mixte et métallique. Mais pour ce cas précis de projet, on écarte les trois (03) premières variantes sont les suivants :

Première (1ère) variante : pont à poutres en béton armé de 60 ml ayant trois (03) travées isostatiques de 20ml ;

Seconde (2nde) variante: pont en béton précontraint de 60 ml ayant deux (02) travées isostatiques de 30 ml ;

Troisième (3ème) variante : Pont Mixte Bipoutres de 60 ml avec une seule travée (01).

II.5.Description du pont projeté

Vu les inconvénients du pont existant a oued tlata, notre étude a comme objectifs de proposer un nouveau model de construction de pont, il s'agit du pont mixte ayant comme avantages :

- faibles coûts de production et d'entretien.
- court délai de construction, des économies de coûts pour les perturbations du trafic.
- construction du pont sans interférences importante avec la circulation au-dessous.

- perturbation du trafic réduit au minimum pour l'entretien.[7]

II.6.Conclusion

Etant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération et consignés dans les termes de références du projet.

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique). Afin de réussir les premières étapes du cycle de vie de notre projet à savoir les études préliminaires et la conception.

Chapitre 3

**PRE DIMENSIONNEMENT
ET MODELISATION**

III.1.Introduction

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

III.2.Caractéristique des matériaux

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

L'acier :

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

Armature du béton armé :

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40 type 1**, sa limite élastique égale à $f_e=400$ MPa ,la contrainte de rupture $f_r=480$ MPa

$$\begin{aligned} \text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : & \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\bar{\sigma}_{en}) = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \\ \text{Pour } \Phi > 20\text{mm} : & \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\bar{\sigma}_{en}) = 2670 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

➤ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

➤ La limite élastique :

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

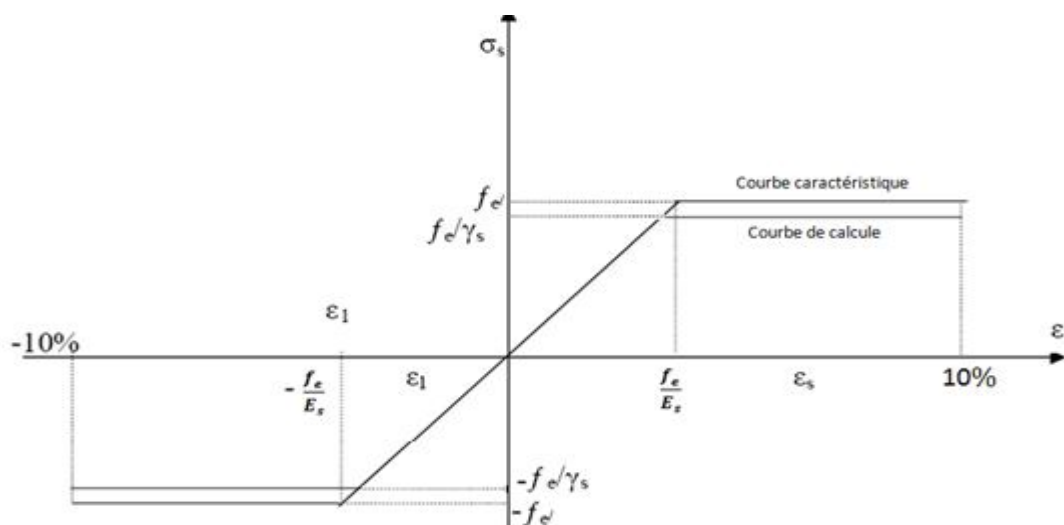
$\gamma_s = 1$ ➡ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ ➡ Situation durable ou transitoire.

➤ **Contrainte limite de traction :****Tableau III.1 : Caractéristiques de calcul de contrainte limite de traction**

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

Avec : $\begin{cases} n = 1 & \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$

**Figure III.1 : Modèle de calcul réglementaire****Aciers des poutres métalliques :**

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classes en trois catégories :

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

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

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

Tableau III.2: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

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

Le béton :

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

➤ **Poids volumique :**

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

➤ **Résistance à la compression :**

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

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

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

➤ **La résistance à la traction :**

Est liée à la résistance à la compression

$$f_{t28} \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul pour (ELU) :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Clicours.COM

$$\text{Avec : } \begin{cases} \theta = 1 \longrightarrow \text{lorsque la durée probable d'application} \\ \text{probable d'application d'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0.9 \longrightarrow \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \longrightarrow \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h} \end{cases}$$

$$\text{On a } \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa.} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa.} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases} \\ \begin{cases} 15,30 \text{ Mpa.} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19,95 \text{ Mpa.} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Contrainte Limite De Service (ELS) :**

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

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

➤ **Coefficient de poisson :**

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

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

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

➤ **Module de déformation longitudinale :**

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

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

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

Module de déformation différée (longue durée) :

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

$$E_v = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

➤ **Déformation transversale du béton :**

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

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

ν : Coefficient de poisson

E : module d'élasticité longitudinale

III.3. Pré dimensionnement du tablier

III.3.1. Largeur de tablier

Le tablier composé de 2 voies de 3.75m et 2 trottoirs de 1.25m de largeur chacun, la largeur totale de tablier est 10.00 m.

III.3.2. Longueur des travées

Le tablier est composé d'un seul travée de 60 m .

III.3.3. L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $h_0 \geq 0,15m$

(Justification au poinçonnement par charge concentré).

On prend une épaisseur $h_0 = 25cm$.

III.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage .La poutre prend le nom de poutre reconstituée soudée (PRS) constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

III.4.1. Espacement des poutres

D'après le guide **S.E.T.R.A** l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$E = 0,55 \times L_t$$

Avec :

L_t : largeur de tablier

$E = 0,55 \times 10 = 5,5m$ On prend :  $E = 6m$

$$N = \frac{10}{5.5} = 1,81$$

Donc on adopte 2 poutres avec un espacement de $E = 6m$.

III.4.2. Hauteur des poutres

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

$$H = \max \left[\frac{L}{28} \times \left(\frac{L_t}{12} \right)^{0,45} ; 0,4 + \frac{L}{35} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

L_t : largeur de tablier

$H = \max [1.9741 ; 2.1143]$  On prend: $H = 2 \text{ m}$.

III.4.3. Semelle

a. La largeur des semelles :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, La largeur des semelles est donnée par les formules suivantes :

➤ Largeur de semelle inférieure :

$$B_{\text{inf}} = \left[0,25 + \frac{L_t}{40} + \frac{L}{125} \right] \times \left[0,92 + \frac{L_t}{150} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

L_t : largeur de tablier

On prend $B_{\text{inf}} = 1 \text{ m}$

➤ Largeur de semelle supérieure :

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0,1 = 0,9 \text{ m}$$

b. Epaisseur des semelles

À cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40mm pour la semelle inférieure.

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

- $t_{fi} = 50 \text{ mm}$.
- $t_{fs} = 30 \text{ mm}$.

III.4.4.L'âme

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince),
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs),
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

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

Sur appui : l'épaisseur des âmes dépend des efforts que doit reprendre la section. Elle est comprise entre 25 et 28 mm en fonction de la portée.

En travée : en service, l'effort tranchant est faible. Cependant les âmes sont sollicitées pendant le lancement et ne doivent donc pas être trop fines (pas moins de 16mm). L'épaisseur des âmes à mi-travée est comprise entre 16 et 18 mm.

La section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène au choix de :

$$t_w = 30 \text{ mm.}$$

Les poutres se présentent comme suit :

$$H = 2000 \text{ mm}$$

$$H_w = 1920 \text{ mm}$$

$$t_w = 30 \text{ mm}$$

$$B_{\text{inf}} = 1000 \text{ mm}$$

$$t_{\text{fi}} = 50 \text{ mm}$$

$$B_{\text{sup}} = 900 \text{ mm}$$

$$t_{\text{fs}} = 30 \text{ mm}$$

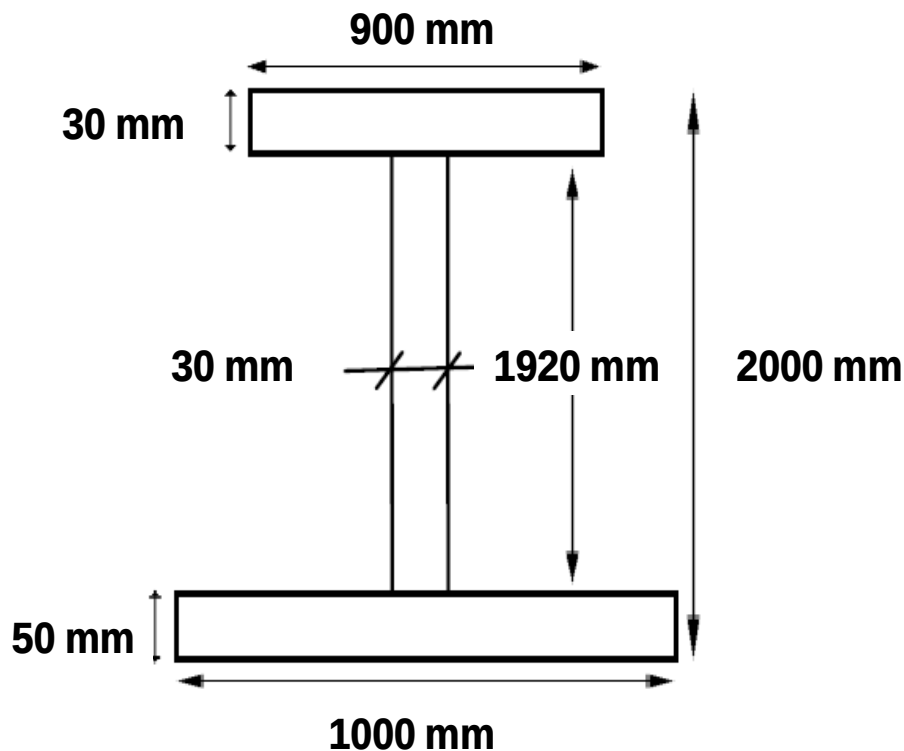


Figure III.2: Section de la poutre PRS

III.5.Pré dimensionnement des entretoises

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600 alors que les entretoises sur appuis sont des profilés reconstitués soudés (P.R.S.). Sur appuis, les montants verticaux en T sont doublés et soudés sur la semelle inférieure alors qu'en travée, la semelle des montants présente une découpe en V pour des raisons de fatigue.

III.5.1.Les entretoises sur appuis

a. Ame :

On a pris une épaisseur **tw = 25 mm.**

b. Semelle :

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

bs = 500mm ; bi = 500mm

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs qui a été de :

ts = 40mm ; ti = 40mm

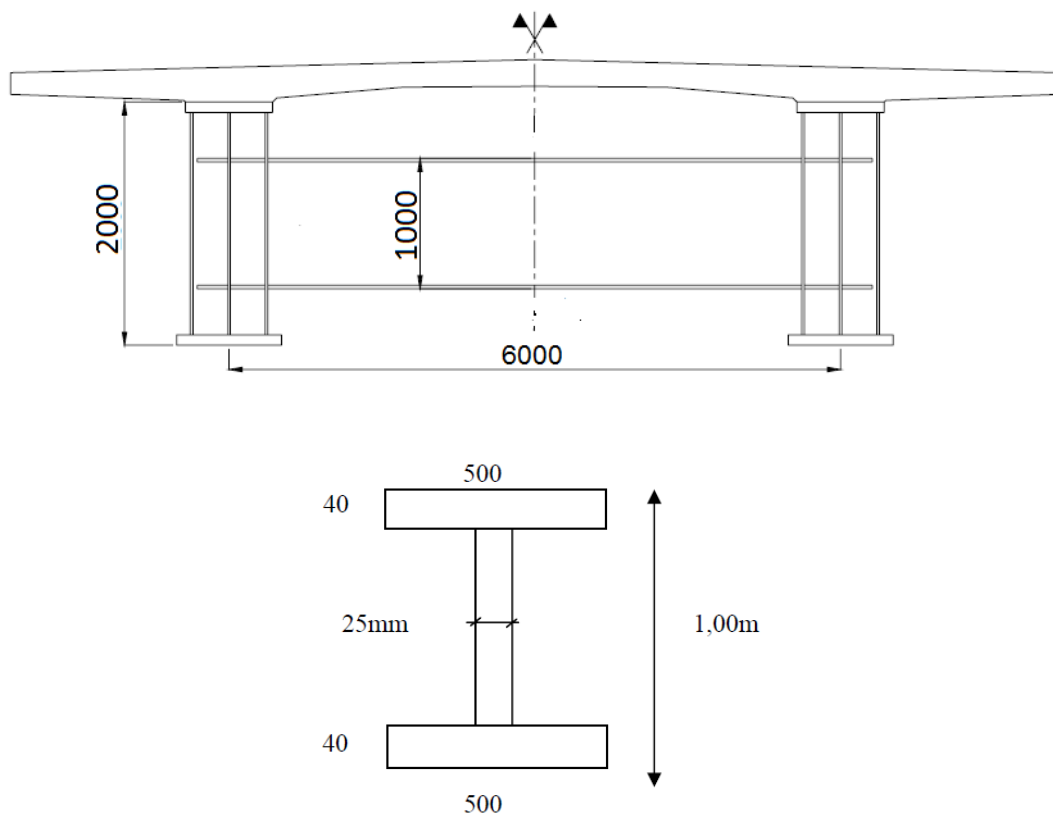


Figure III.3: Section des entretoises sur appuis

III.5.2.Les entretoises courants

Pour les entretoises courantes on utilisant des profilés IPE600

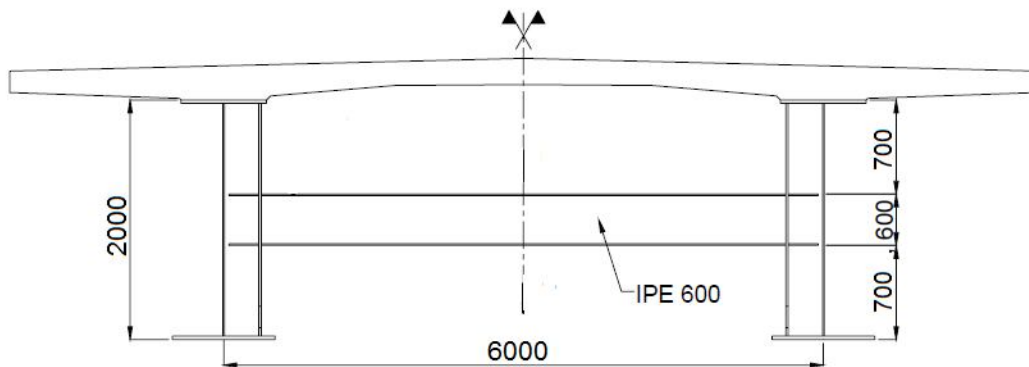


Figure III.4: Section des entretoises courante

III.6.Evaluation des charges

III.6.1.Charge permanente

La charge permanente comprend la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).
- Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, étanchéité, trottoirs, corniches garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

III.6.1.1.Les éléments porteurs

Tableau III-3 : Les charges des éléments porteurs

L'élément	La charge (g)
<u>Poids propre de la poutre :</u> $P = [(1,92 \times 0,03) + (1,0 \times 0,05) + (0,9 \times 0,03)] \times 78,5 = 10,5661 \text{ KN/ml}$ Le poids total des poutres $g_1 = 2 \times P$	$g_1 = 21,1322 \text{ KN/ml}$
<u>Poids propre de la dalle :</u> $g_2 = h_d \times l_d \times \gamma_b$ γ_b : poids volumique de béton = 25 KN/m^3 h_d : épaisseur de l'hourdis = $0,25 \text{ m}$	$g_2 = 62.5 \text{ KN/ml}$

l_d : largeur de la dalle = 10 m $g_2 = 0,25 \times 10 \times 25$	
<u>Les entretoises courantes (IPE600)</u> $g_{ec} = 122 \times 6 \times 10^{-2} = 7.32 \text{ KN}$ Le poids total des entretoises courantes $g_3 = g_{ec} \times 8$	$g_3 = 58.56 \text{ KN}$
<u>Les entretoises sur appuis</u> $A = 0,5 \times 0,04 + (0,92 \times 0,025) + (0,5 \times 0,04) = 0.063 \text{ m}^2$ $g_{ea} = A \times 6 \times 78.5 = 29.673$ Le poids total des entretoises sur appuis $g_4 = 6 \times g_{ea}$	$g_4 = 59.346 \text{ KN}$

III.6.1.2. Les éléments non porteurs

Elle contient le poids de la superstructure. A ce dernier contient les éléments suivants :

- ✓ Bordure (1)
- ✓ Contre bordure (2)
- ✓ Trottoir (3)
- ✓ Corniches (4)
- ✓ Glissières de sécurité (5)
- ✓ Gardes corps (6)
- ✓ Revêtement (7)

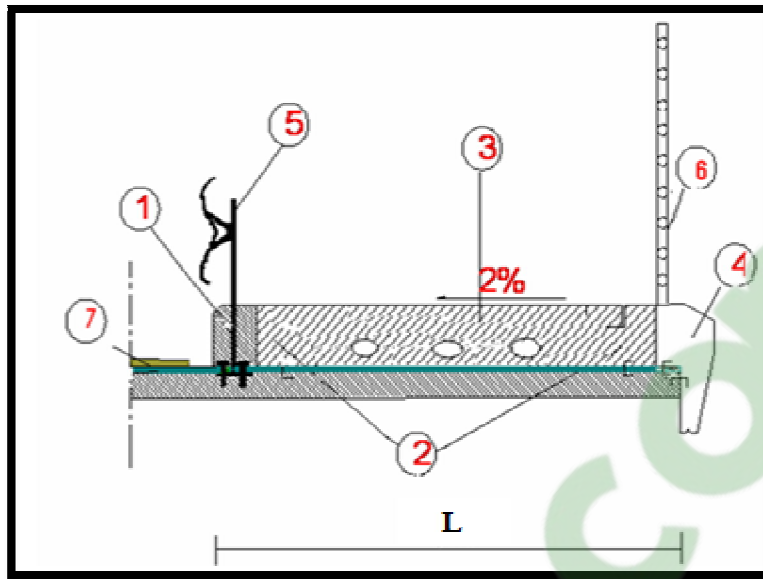


Figure III.5 : Coupe transversale du trottoir avec corniche

Tableau III-4 : Les charges des éléments non porteurs

L'élément	La charge (g)
<u>Revêtement de la chaussée :</u> $g_5 = e_r \times L_r \times \gamma_{be}$ e_r : épaisseur de revêtement = 0,08m L_r : la largeur roulable. $L_r = 10 - (2 \times 1,25) = 7,5 \text{ m}$ γ_{be} : masse volumique de revêtement = 22KN/m ³ $g_5 = 0,08 \times 7,5 \times 22$	$g_5 = 13,2$ KN/ml
<u>Corniches d'esthétique :</u> Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $g_{corniche} = 5 \text{ kn /ml}$ $g_6 = g_{corniche} \times 2 = 10 \text{ KN/ml}$	$g_6 = 10 \text{ KN/ml}$
<u>Glissière de sécurité :</u> Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $G_{glissière} = 0,6 \text{ KN/ml}$ $g_7 = 0,6 \times 2$	$g_7 = 1,2$ KN/ml

<u>Les trottoirs :</u> $g_t = L_{tr} \times E_{tr} \times \gamma_b$ E_{tr} : épaisseur de l'hourdis = 0,25m L_{tr} : largeur de la dalle = 1,25m $g_t = 1,25 \times 0,25 \times 25 = 7.8125 \text{ KN/ml}$ $g_8 = g_t \times 2$	$g_8 = 15.625 \text{ KN/ml}$
<u>Garde-corps :</u> $g_{gc} = 1 \text{ KN/ml}$ $g_9 = g_{gc} \times 2$	$g_9 = 2 \text{ KN/ml}$
<u>Etanchéité :</u> On a une couche de 3cm d'épaisseur $g_{10} = e \times l_r \times \gamma$ γ : poids volumique d'asphalte = 22 KN/m^3 $g_{10} = 0.03 \times 22 \times 10$ $g_{10} = 6,6 \text{ KN/ml}$	$g_{10} = 6,6 \text{ KN/ml}$

La somme des charges porteurs et non porteurs :

$$G = \sum g_i$$

$$G = (g_1 + g_2 + g_5 + g_6 + g_7 + g_t + g_9 + g_{10}) \times L + g_3 + g_4$$

$$G = 8060 \text{ KN}$$

III.6.2. Calcul des surcharges routières

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

- La surcharge de charges A(L).
- Système des charges B (système B_c et système B_t , et système B_r)
- La surcharge militaire (système M_c (M_{c120}))
- Le Charge exceptionnelle (convoi type D)
- Efforts de freinage
- Les surcharges sur trottoirs.

- La largeur roulable :

La largeur roulable calculée est donc : $L_R = 10 - (2 \times 1,25) = 7,5 \text{ m}$

- Classe des ponts :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, L_R , et leur destination :

- ✓ pont de la 1^{ère} classe : $L_R \geq 7\text{m}$ ou exceptions.
- ✓ pont de la 2^{ème} classe : $5,5 < L_R < 7\text{m}$.
- ✓ pont de la 3^{ème} classe : $L_R \leq 5,5$

Dans notre cas nous avons $L_R = 7.5 \text{ m}$. donc il s'agit d'un pont de classe 1.

- Le nombre de voies :

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées est :

$$N_v = \left(\frac{L_{ch}}{3} \right) = \left(\frac{7,5}{3} \right) = 2,5 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc on a 2 voies}$$

- La largeur d'une voie :

Par convention, la largeur d'une voie de circulation est donnée par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v} = \frac{7,5}{2} = 3,75$$

III.6.2.1. Système de charge A (I)

Le poids de A (L), exprimé en (KN/m²), est donnée en fonction de la longueur chargée L_{ch} par la formule suivant :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$$

Pour notre projet $L=60\text{m}$

$$A(L) = 7,3 \text{ KN/ m}^2$$

$$A1(L) = \max \begin{cases} a1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L = 3.88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$a1$ est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Tableau III.5 :Les valeurs de coefficient a_1

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	>5
Première	1	1	0.9	0.75	0.7
Classe du pont deuxième	1	0.9	-	-	-
Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Notre pont de première classe comprend 2 voies chargées d'où : $a_1 = 1$

Les valeurs de a_2 sont définies par la formule suivante :

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

Avec : V largeur d'une voie.

Les valeurs de V_0 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Détermination de coefficient v_0 (RCPR)

Classe du pont	1 ^{ère}	3,5
	2 ^{ème}	3
	3 ^{ème}	2,75

On obtient : $a_2 = 1$

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

$A(I) = 1 \times 0,933 \times 7,3 = 6,8109 \text{ KN/m}^2$

$$A(I) = 6,8109 \text{ KN/m}^2$$

III.6.2.2. Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous systèmes les suivantes :

Sous système Bc : ce compose de camions types (30T).

Sous système B t : ce compose d'une roue isolée.

Sous système B r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

a- Sous système Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal :

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de files= 2

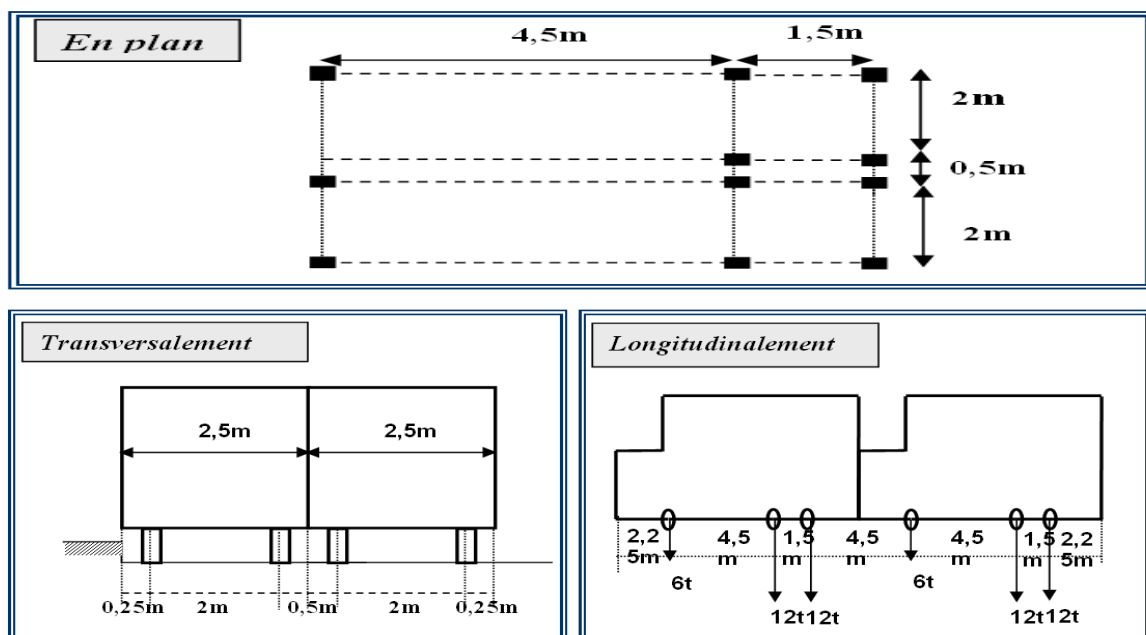


Figure III.6: Disposition de système Bc

Calcul des coefficients dynamiques :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge BC

L : longueur de la travée

Détermination de bc :

Tableau III.7 :Les valeurs de coefficient bc

Nombre de files considérées	1	2	3	4	>5
Première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
Classe du pont deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.8	-	-	-

D'où bc=1.1 car on a 2 files

$$S = 2 \times 300 \times 2 \times bc$$

$$S = 1320 \text{ KN}$$

G= poids propre du tablier+ poids total des éléments non porteurs

$$G = 8060 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 60)} + \frac{0.6}{1 + (4 \times \frac{8060}{1320})} = 1.0544$$

$$\delta = 1.0544$$

Tableau III.8 :Le poids d'un essieu tandem

Nombre de voies chargées	bc	Chargement par essieu (KN)
2	1.1	EAV: $60 \times 1.1 \times 1.0544 = 63,264$ EAR: $120 \times 1.1 \times 1.0816 = 126,528$

b- Sous système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux Voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la

chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Pour notre cas on a 3 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tableau III.9 :Les valeurs de coefficient b_t

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1.0	0.9

Pour notre cas **$b_t=1$**

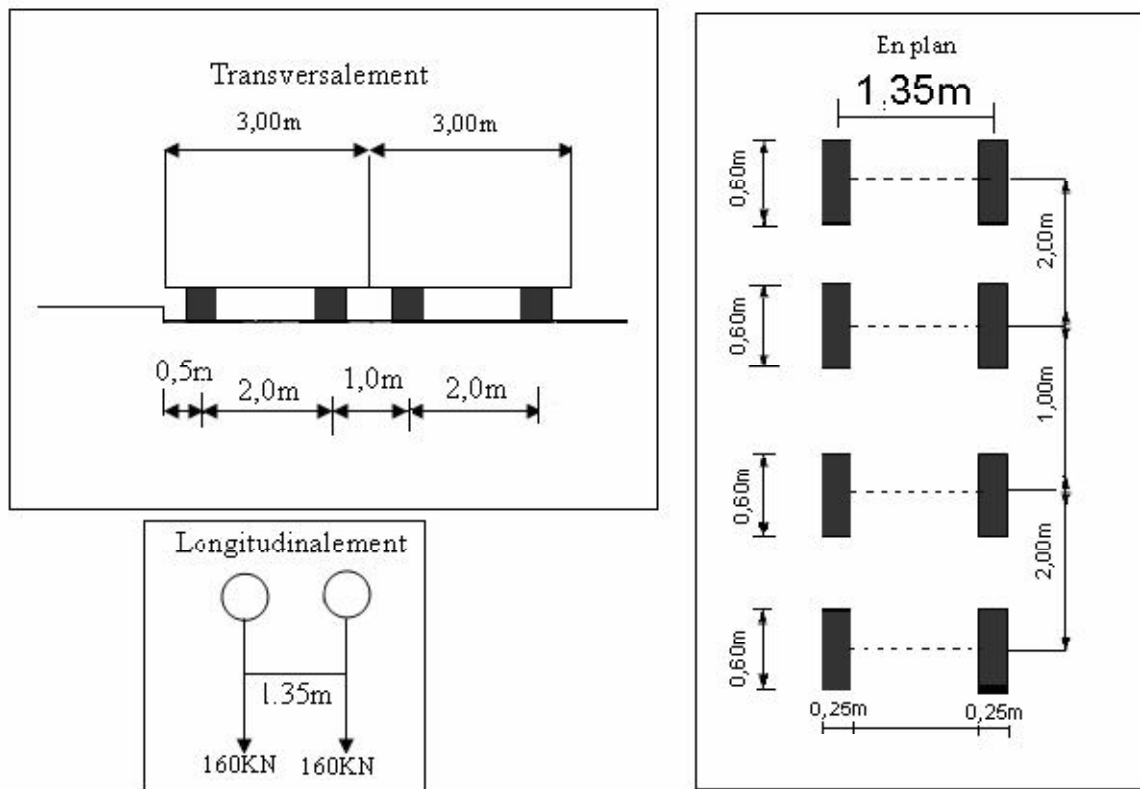


Figure III.7 :Les dimensions de système Bt

Les surcharges du système **Bt** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge Bt.

L : longueur de la travée

$$S = n \times 320 \times bt$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$G = 8060 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 60} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{8060}{640}}$$

$$\delta = 1,043$$

Tableau III.10 : Le chargement par essieu tandem Bt

Nombre de tandems	Bt	Chargement par essieu (KN)
2	1	$160 \times 1 \times 1.043 = 166,88$

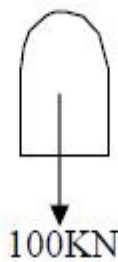
c- Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br. porte une masse de 100KN .sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m

Longitudinalement



Transversalement



En plan

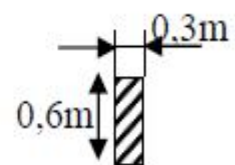


Figure III.8 : Dimension de système Br

Les surcharges du système Br sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$$S = 100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 60} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{8060}{100}}$$

$$\delta = 1,033$$

Tableau III.11 :Le chargement par essieu tandem Br

Nombre de roue	Chargement par roue en (KN)
1	100 x1.033= 103,3

III.6.2.3.La surcharge militaire

a- système Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids totale : 110t

Longueur d'une chenille : 6.10m

Largeur d'une chenille : 1.00m

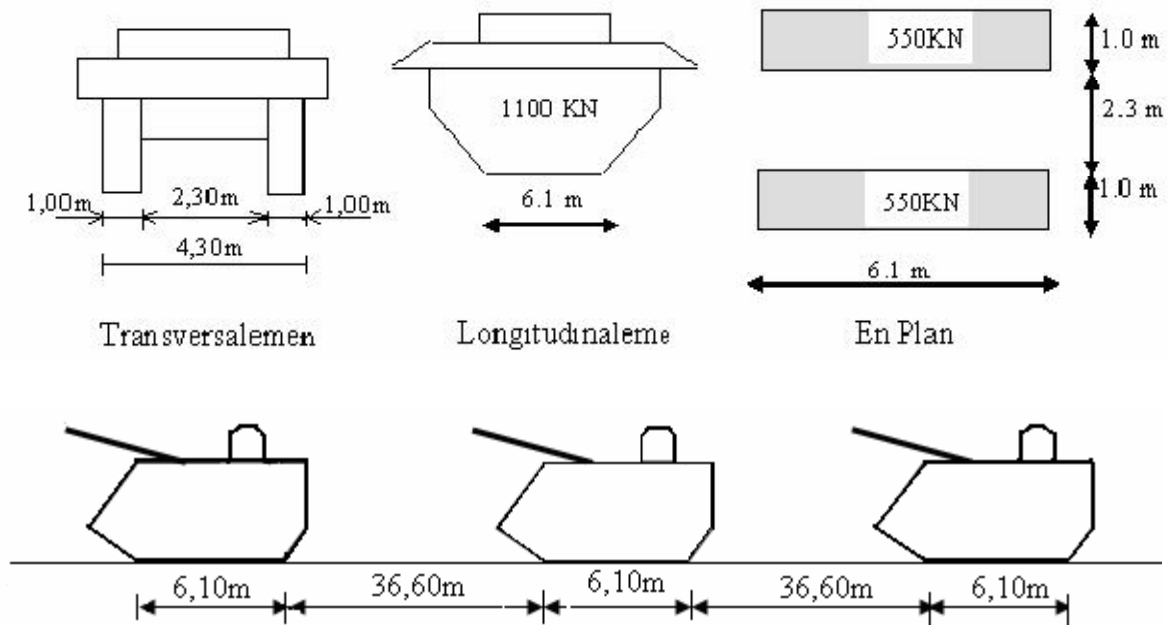


Figure III.9 :Dimensions de système Mc120

Les surcharges du système Mc120 sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 60} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{8060}{1100}}$$

$$\delta = 1.051$$

Tableau III.12 :Le chargement par chenille

Nombre de chenille	Chargement par chenille en (KN/m ²)
2	$550 \times 1.051 / (6.1 \times 1) = 94.76$

b- Charges exceptionnelles :

✓ Convoi type D :

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

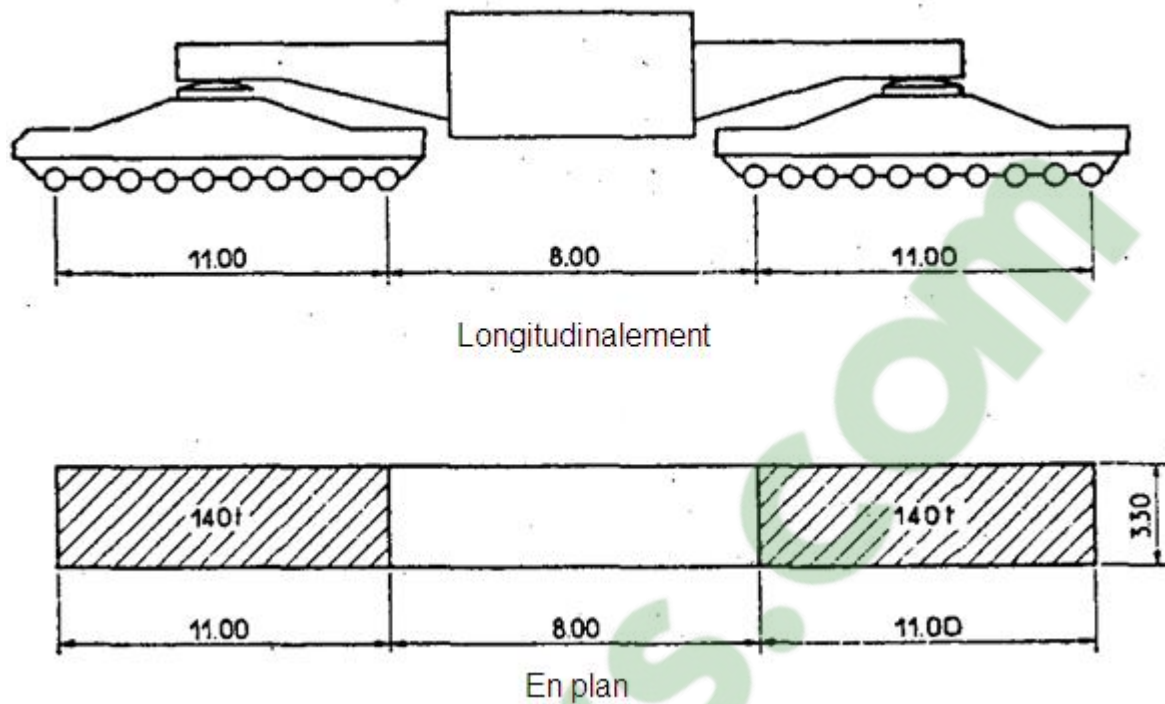


Figure 3.10 :Dimension de système D

Les surcharges du système D sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$$S = 1400 \times 2 = 2800 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{8060}{2800}}$$

$$\delta = 1.0787$$

Tableau III.13 :Le chargement par remorque

Nombre de remorque	Chargement par remorque en (KN/m ²)
2	$1400 \times 1.0787 / (3.3 \times 11) = 41,6$

Remarque :

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h.

III.6.2.4. Forces de freinage**a- Effort de freinage correspondant à la charge A :**

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.035 S} A(L)$$

S : surface chargée par m² (S= 60 x 7,5= 450 m²)

$$A_2(L) = 6,8109 \text{ KN/m}^2$$

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.035 \times 450} \times 6,8109$$

$$F_A = 0,191 \text{ KN/m}^2$$

b- Effort de freinage correspondant à Bc:

F_{bc}= 300 KN par tablier un seul camion est supposé freiner.

III.6.2.5. Surcharges des trottoirs (q_{tr})

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Premier trottoir chargé : q_{tr} = 1,25 x 1,5 = 1,875 KN/ml
- Deuxième trottoir chargé : q_{tr} = 1,25 x 1,5 = 1,875 KN/ml

III.6.2.6. Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

- ✚ P = 2 KN/ m² pour les ouvrages en service.
- ✚ P = 1,25 KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction.

III.6.2.7. Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

III.6.2.8.Séisme

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

➤ Spectre de réponse élastique

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

❖ Composantes horizontales :

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

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

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

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-5)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau 3-9)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-9)

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : **ζ** = 5 %

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

Tableau III.14: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontal

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Clicours.COM

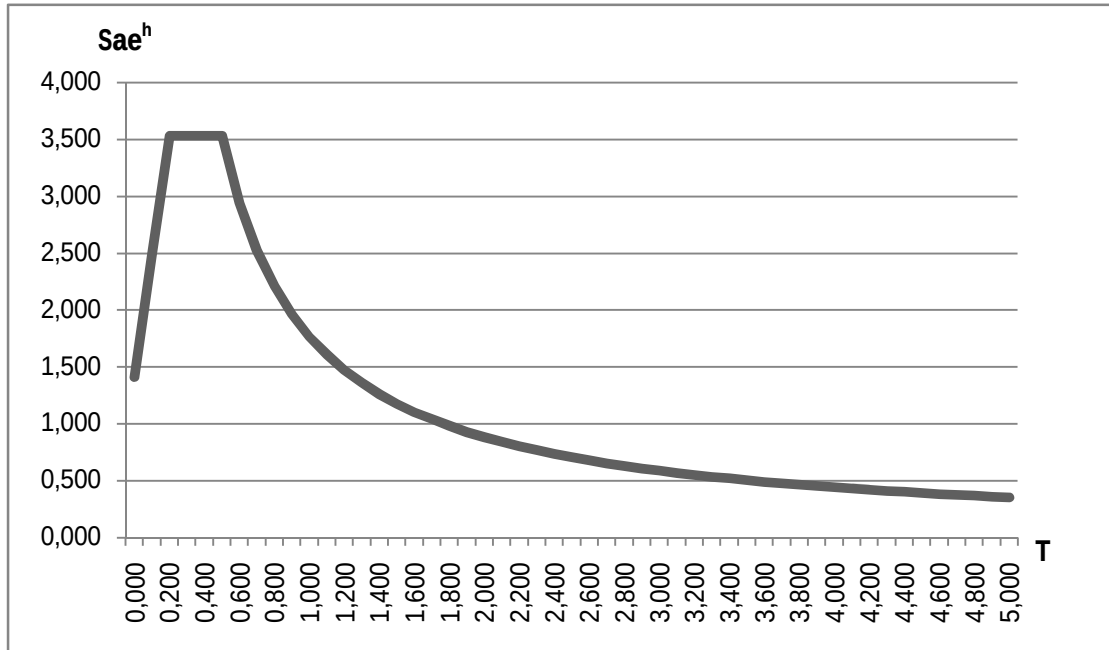


Figure III.11 : spectre de réponse élastique, composante horizontale

❖ Composante verticale

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

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

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

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-5)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau 3-10)

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-10)

Tableau III.15: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,2	0,2
T_2	0,3	0,40	0,40	0,40
S	1	1,1	1,2	1,3

Le coefficient α tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité:

$\alpha=0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

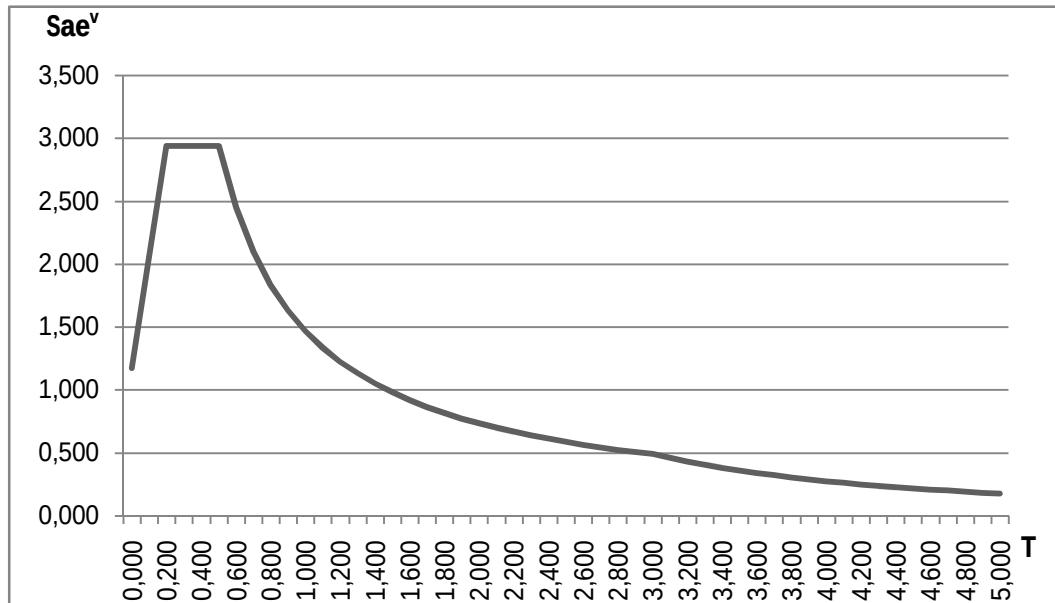


Figure III.12 : Spectre de réponse élastique, composante verticale

III.7.Définition des combinaisons

III.7.1.Combinaison des actions

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue les combinaisons suivantes :

❖ **L'Etat Limite Ultime (ELU)**

$$1,35G + 1,5Q + \text{Max} [1,6A(I) ; 1,6B_c ; 1,6B_t ; 1,35M_{c120} ; 1,35D_{280}]$$

❖ **L'Etat limite de Service (ELS)**

$$G + Q + \text{Max} [1,2A(I) ; 1,6B_c ; 1,6B_t ; M_{c120} ; D_{280}]$$

III.7.2.Combinaison des composantes des actions sismiques

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$
- $E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$
- $E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$

III.8. Logiciel de calcul

Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisit d'utiliser le logiciel **CSIBRIDGE** version 2016.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Avec **CSiBridge** les ingénieurs peuvent facilement définir des géométries de ponts complexes, des conditions aux limites et les cas de charge. Les modèles de pont sont définies paramétriquement, en utilisant des termes qui sont familiers aux ingénieurs des ponts tels que des lignes de mise en page, travées, roulements, butées, palées, charnières et post-tension.

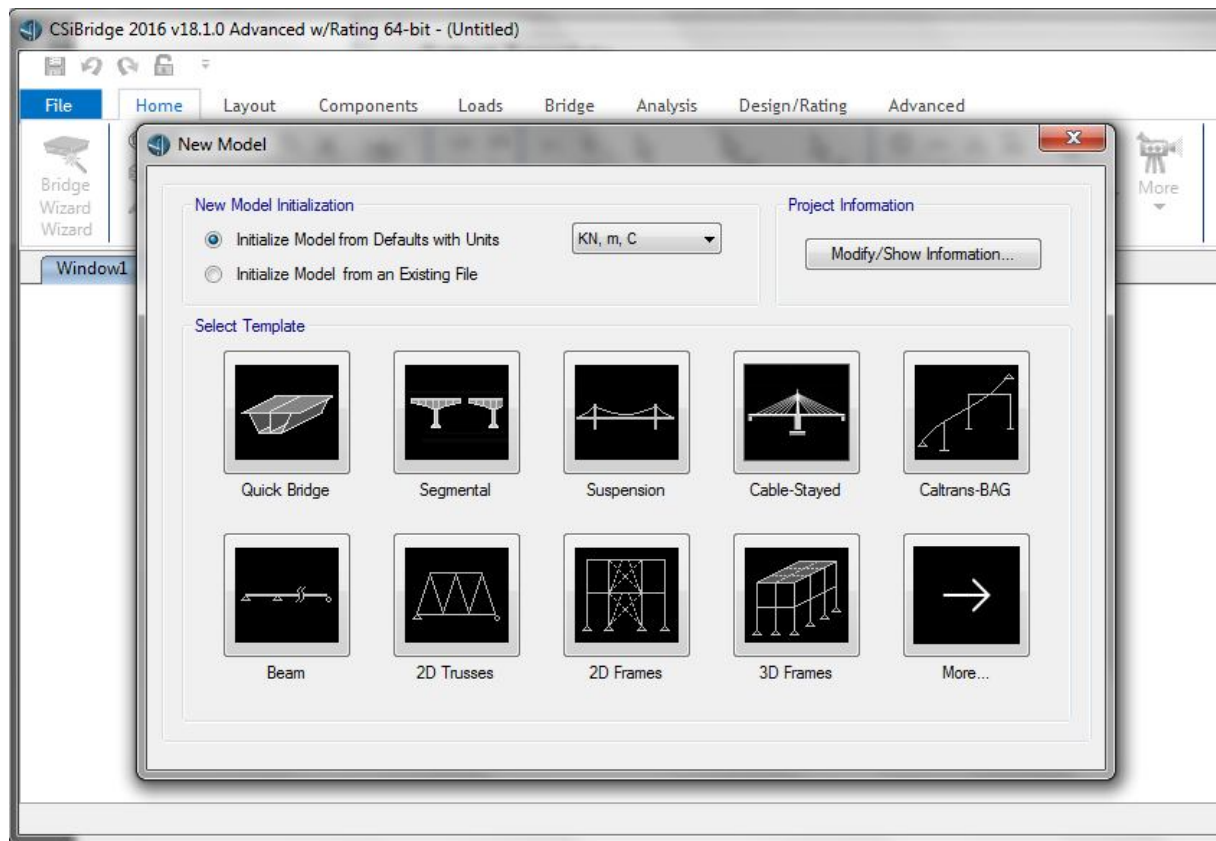


Figure III.13 : Tableau de modèle (CSIBRIDGE)

III.9.Modélisation

Elle a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage une fois réaliser nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

Modélisation de la structure :

Notre ouvrage est modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton).

Cette modélisation permet d'avoir une première approche des résultats.

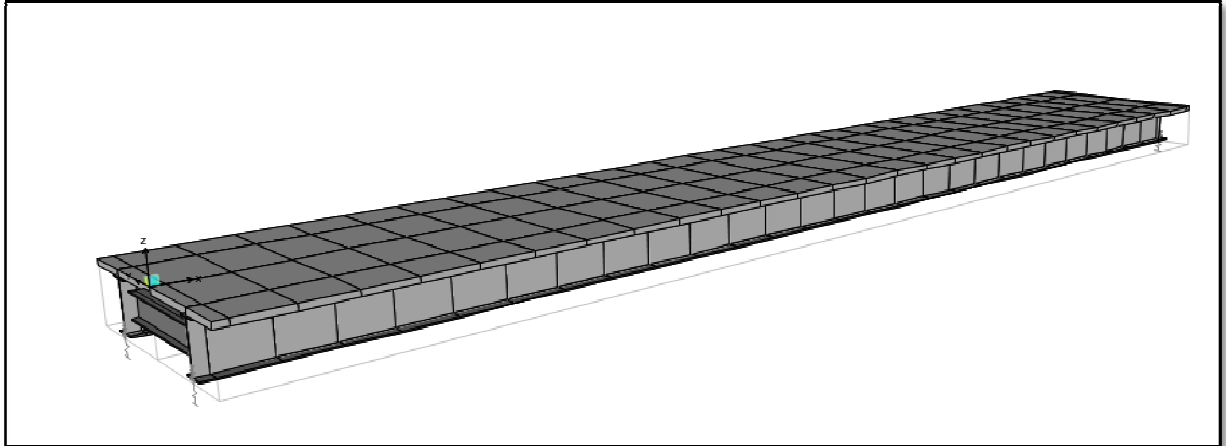


Figure III.14 : Vue en 3D de modèle du tablier

III.8.1.Résultats de calcul obtenus par CSIBRIDGE

- **Moment fléchissant :**

Tableau III.16 : Moments fléchissant maximum

Action	Poutre gauche(KN.m)	Poutre droite(KN.m)
G	10844,468	10844,247
Q	338,2024	344,3555
A(L)	4413,1153	4413,1153
Bc	3300,0592	3300,0592
Mc120	3273,8031	3273,8031
D280	3664,5374	3664,5374
Br	812,867	812,867
Bt	1976,4663	1976,4663

Tableau III.17: Moments fléchissant maximum à l'ELU

Action	Poutre gauche(KN.m)	Poutre droite(KN.m)
ELU A(L)	22179,282	22195,446
ELU Bc	20382,14	20404,391
ELU Br	16418,888	16345,049
ELU Bt	18280,647	18296,808
ELU Mc120	19537,934	19554,096
ELU D280	20046,19	20071,425

Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite Ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,6A(L)$$

$$M_{\max} = 22195,446 \text{ KN.m}$$

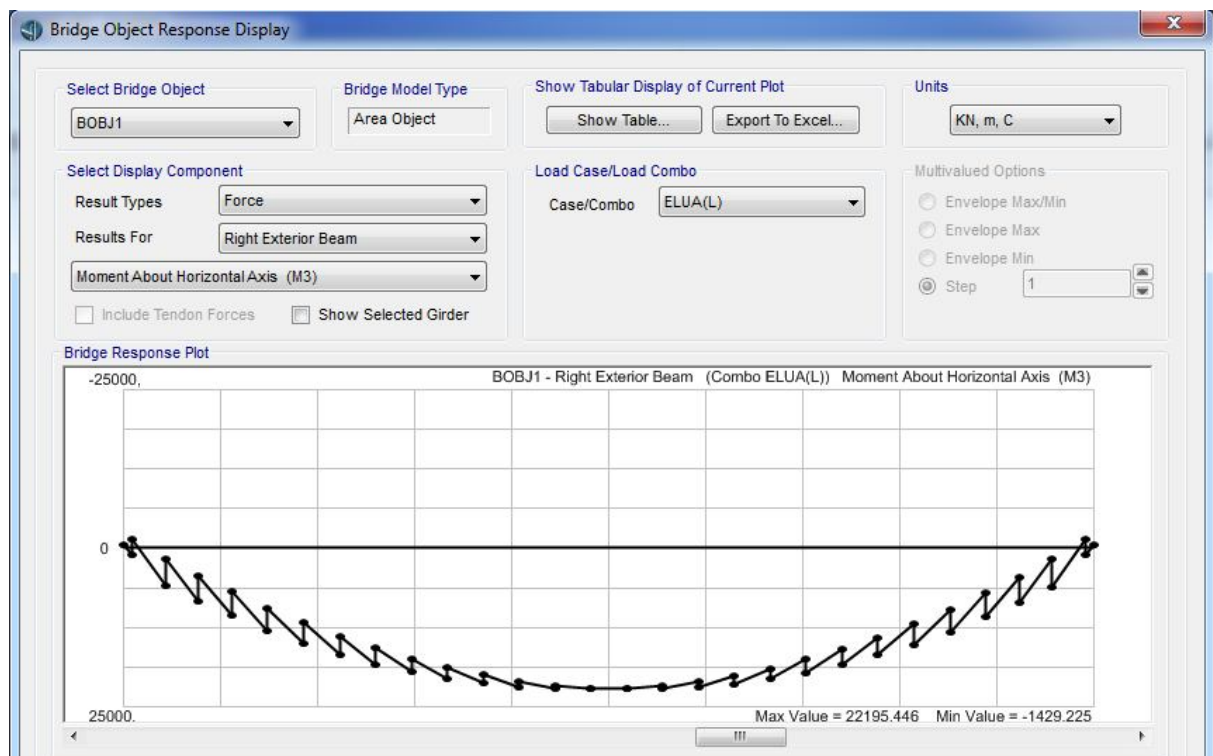
**Figure III.15: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU**

Tableau III.18: Moments fléchissant maximum à l'ELS

Action	Poutre gauche (KN.m)	Poutre droite (KN.m)
ELS A(L)	16459,05	16469,803
ELS Bc	15111,193	15125,186
ELS Br	12149,754	12149,505
ELS Bt	13535,073	13545,824
ELS Mc120	14437,116	14447,868
D280	14812,853	14812,654

Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite de Service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+Q+1,2A(L).

$M_{\max} = 16469,803 \text{ KN.m}$

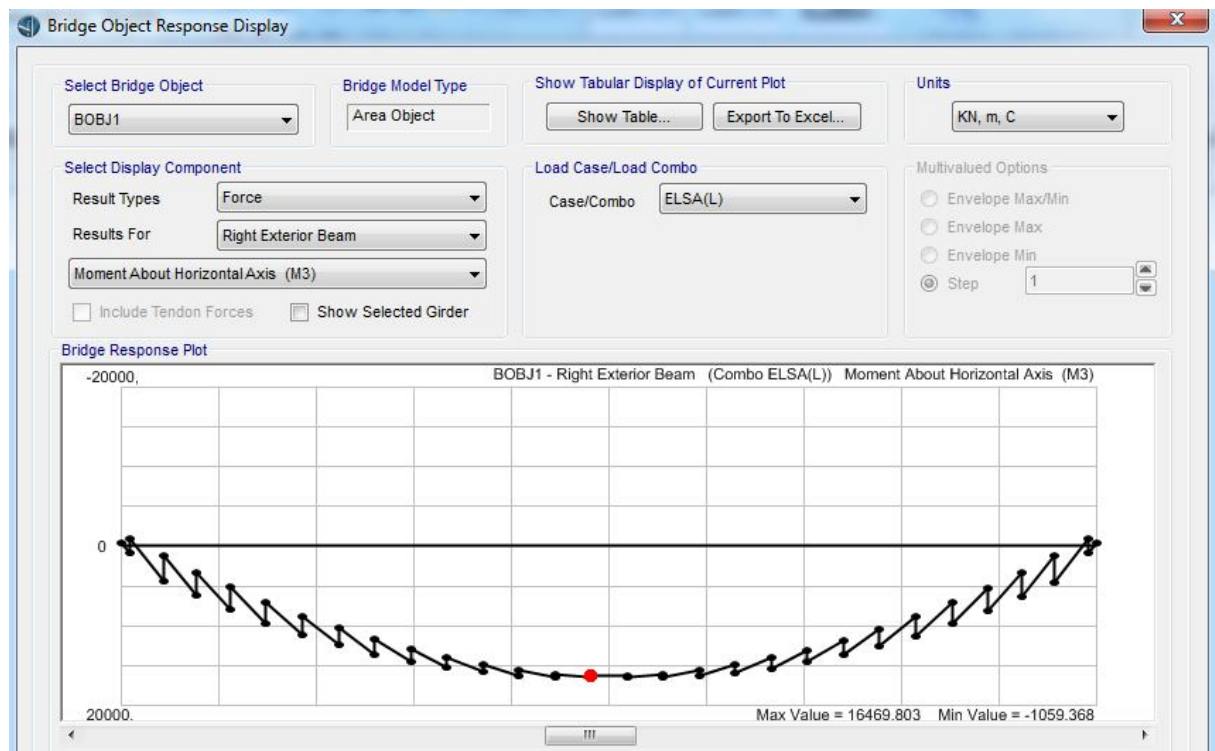


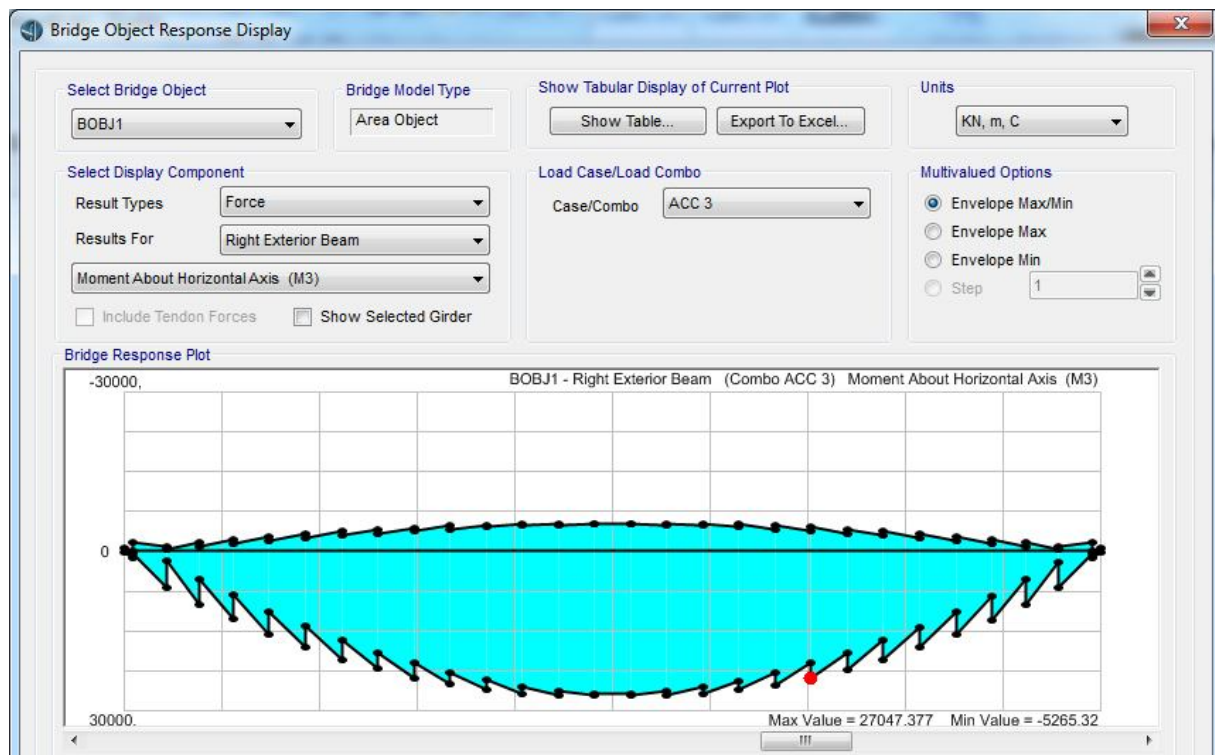
Figure III.16: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) à l'ELS

Tableau III.19: Moments fléchissant maximum à l'action sismique

Action	Poutre gauche(KN.m)	Poutre droite(KN.m)
Suivant X	15932,162	15920,491
Suivant Y	16229,072	16203,765
Suivant Z	27067,51	27047,377

Après avoir déterminé les moments maximum sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction Z.

$M_{\max Z} = 27047,377 \text{ KN.m}$

**Figure III.17: Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme**

- Effort tranchant :

Tableau III.20: Effort tranchant maximum

Action	Poutre gauche(KN)	Poutre droite(KN)
G	1759,9207	1759,9119
Q	46,6777	77,1811
A(L)	711,233	711,233
Bc	547,6205	547,6205
Bt	310,0637	310,0637
Br	131,7359	131,7359
Mc120	515,7703	515,7703
D280	636,606	636,606

Tableau III.21: Effort tranchant maximum à l'ELU

Action	Poutre gauche (KN)	Poutre droite (KN)
ELU A(L)	3554,8851	3629,6255
ELU Bc	3293,1051	3367,8455
ELU Bt	2913,0141	2987,7545
ELU Br	2627,6897	2702,4301
ELU Mc120	3113,2021	3187,9425
ELU D280	3276,3304	3351,0708

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,6A(L).$$

$$T_{\max}=3629,6255\text{KN}$$

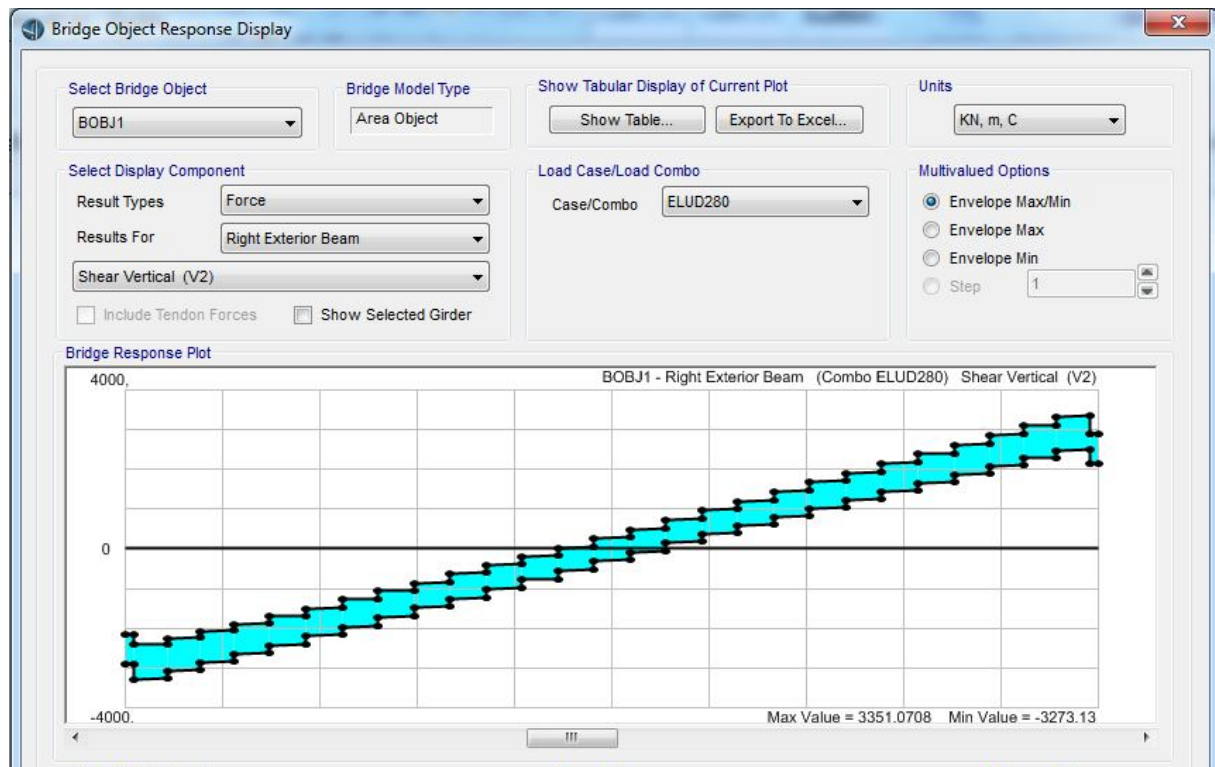


Figure III.18: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU

Tableau III.22: Effort tranchant maximum à l'ELS

Action	Poutre gauche(KN)	Poutre droite(KN)
ELS A(L)	2640,7464	2690,5726
ELS Bc	2444,4115	2494,2376
ELS Bt	2159,3433	2209,1693
ELS Br	1945,35	1995,176
ELS Mc120	2303,0372	2352,8632
ELS D280	2423,8729	2473,699

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite de service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+Q+1,2A(L).

$T_{\max}=2690,5726\text{KN}$

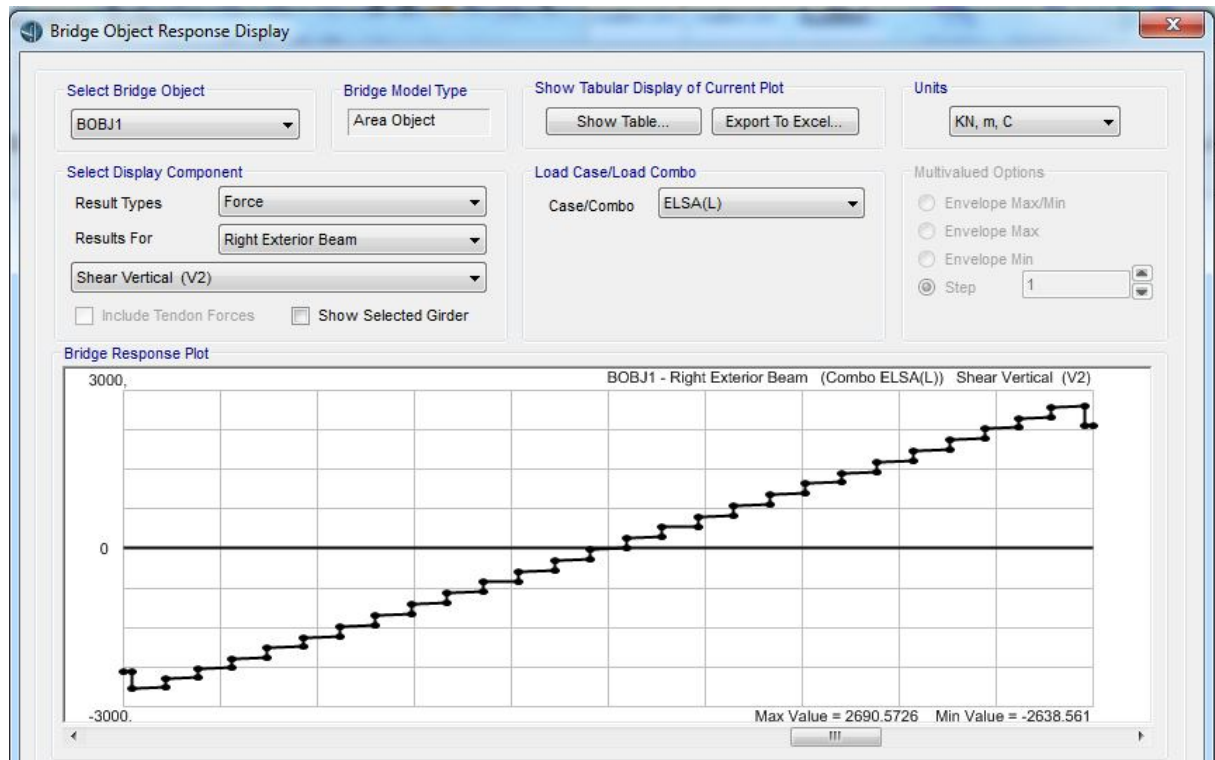


Figure III.19: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELS

Tableau III.23: Effort tranchant maximum à l'action sismique

Action	Poutre gauche(KN)	Poutre droite(KN)
Suivant X	2757,8187	2766,5827
Suivant Y	3130,0644	3141,2309
Suivant Z	4148,5693	4158,5302

Après avoir déterminé les moments maximum sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction Z.

$T_{\max Z} = 4158,5302 \text{ KN}$

Clicours.COM

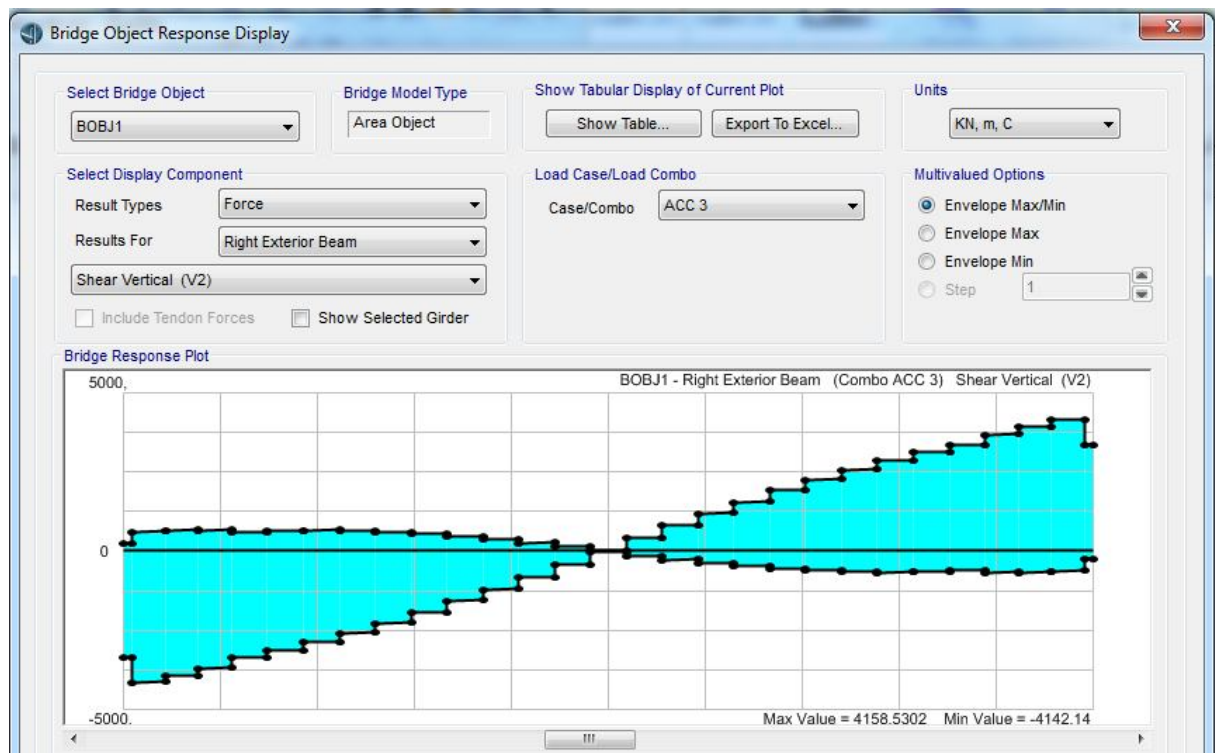


Figure III.20: Diagramme de l'effort tranchant Due à l'action de séisme

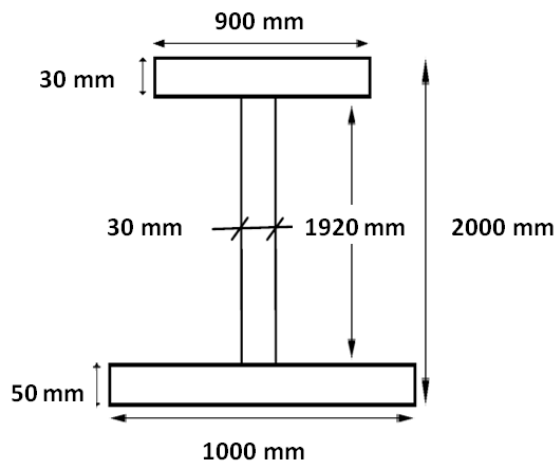
Chapitre 4

ETUDE DU TABLIER

IV.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à dimensionner et à vérifier tout les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi et les assemblages). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul.

IV.2.Vérification de la section d'acier :



Géométrie de la section:

$$H = 2000 \text{ mm}$$

$$H_w = 1920 \text{ mm}$$

$$t_w = 30 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = 1000 \text{ mm}$$

$$B_{sup} = 900 \text{ mm}$$

$$t_{fi} = 50 \text{ mm}$$

$$t_{fs} = 30 \text{ mm}$$

Figure IV-1: section de la poutre

➤ La classe de résistance :

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

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,81$$

➤ Semelle :

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

$$\frac{1000}{2 \times 50} \leq 14 \varepsilon.$$

$$10 \leq 8,1 \quad \Rightarrow \quad \text{classe 3}$$

➤ Ame :

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

$$\frac{1920}{30} \leq 83 \varepsilon$$

$$64 \leq 83 \varepsilon \Rightarrow \text{classe 2}$$

Or on a une âme de classe 3 non enrobé $\Rightarrow d=1920 > (2 \times 20 \times t_w \times \varepsilon) = 972 \text{ mm}$

Alors on peut reclasser à la section 02 $\Rightarrow$ Donc on a un profilé PRS de classe 02.

IV.3.4.1. Etude de la stabilité des poutres :

$$\begin{cases} M_{\max} = 22195,446 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 3629,6255 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ La vérification au moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 22195,446 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\gamma_{M_0} = 1,1$$

$$Y = \frac{[1000 \times 50 \times 25] + (30 \times 1920 \times 1010) + (900 \times 30 \times 1985)}{[(1000 \times 50) + (1920 \times 30) + (900 \times 30)]} = 839,681 \text{ mm}$$

$$I_Y = \left(\frac{1920^3 \times 30}{12} + 170,319^2 \times 30 \times 1920 \right) + \left(\frac{50^3 \times 1000}{12} + 1145,319^2 \times 50 \times 1000 \right) + \left(\frac{30^3 \times 900}{12} + 814,681^2 \times 50 \times 900 \right) = 11,484 \times 10^{10}$$

$$W_{pl,y} = \frac{I_Y}{Y} = \frac{11,484 \times 10^{10}}{839,681} = 136,77 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,rd} = \frac{136,77 \times 10^6 \times 355}{1,1} = 44139,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 22195,446 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 44139,41 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ La vérification de l'effort tranchant pour l'âme :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

Pour PRS : $A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 57000 \text{ mm}^2$

$$V_{plrd} = \frac{57000 \times \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 10620,62 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 3629,6255 \text{ KN} < V_{pl.z.rd} = 10620,62 \text{ KN}$  **Condition Vérifiée**

✓ **Interaction moment – effort tranchant :**

$V_{sd} = 3629,6255 \text{ KN} < V_{pl.z.rd} = 10620,62 \text{ KN}$  **Condition Vérifiée**

$V_{sd} = 3629,6255 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.z.rd} = 5310,03 \text{ KN}$  **Condition Vérifiée**

Pas d'influence sur le moment fléchissant

✓ **La vérification au voilement :**

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

$K\tau$: Le coefficient de voilement par cisaillement ($K\tau = 5,672$) pour des raidisseurs sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires :

$$a/d = 6,6667 / 1,92 = 3,47 \geq 1 \quad \text{donc } K\tau = 5,34 + [4 / \left(\frac{a}{d}\right)^2]$$

$$\frac{d}{t_w} = 67 > 30 \times \varepsilon \times \sqrt{K\tau} = 57,87 \quad \text{donc il y a un risque de voilement.}$$

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \zeta_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

ζ_{ba} : la résistance post critique au cisaillement.

$$\lambda_w = \frac{(d/t_w)}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K\tau}}$$

$$\lambda_w = 0,887 \Rightarrow 0,8 \leq \lambda_w \leq 1,2$$

$$\zeta_{ba} = [1 - 0,625(\lambda_w - 0,8)] \frac{355}{\sqrt{3}} \quad \zeta_{ba} = 193,81 \text{ N/mm}$$

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \zeta_{ba}}{\gamma_{m1}} = \frac{1920 \times 30 \times 193,81}{1,1}$$

$$V_{ba,rd} = 10148,41 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 3629,6255 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 10148,41 \text{ KN.}$$

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

✓ La vérification au déversement :

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide. On doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi(lt) \times \beta_w \times F_y \times \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$\beta_w = 1$$

$$\chi(lt) = \frac{1}{\phi(lt) + \sqrt{\phi(lt)^2 - \lambda(lt)^2}}$$

$$\phi(lt) = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda(lt) - 0,4) + \lambda(lt)^2]$$

Pour les PRS :

$$\alpha_{lt} = 0,49.$$

$$\lambda(lt) = \sqrt{\frac{W_{pl} \times F_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

$$\lambda(lt) = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda(1)} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda(1) = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \text{€} = 76,059$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L_f}{i}$$

$$\text{Avec : } L_f = L = 60 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{I/A} = 923,69$$

$$\lambda_{lt} = 64,96$$

$$\lambda(lt) = \frac{64,96}{76,059} \times 1 = 0,854 > 0,4$$

$$\phi(lt) = 0,5 \times [1 + 0,49(0,854 - 0,4) + 0,854^2]$$

$$\phi(lt) = 0.976$$

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

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

$$M_{sd} = 22195.446 \text{ kNm} \leq M_{b,rd} = 36489.75 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

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

IV.3. Calcul de la section mixte

IV.3.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte

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

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés «Connecteurs».
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook, la variation relative de la longueur est :

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

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

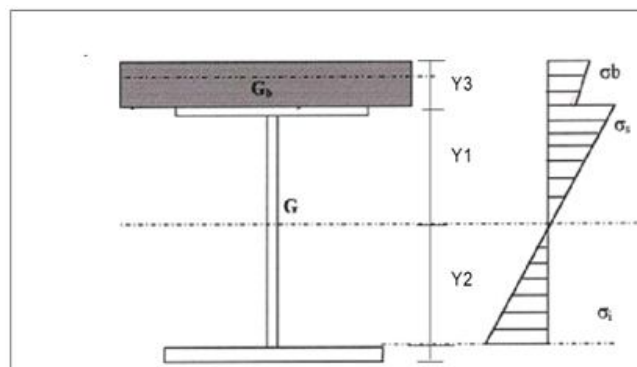


Figure IV.2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

$$\epsilon_a = \epsilon_b \quad \Rightarrow \quad \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

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

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de **n** correspondant à tous les types de sollicitation

Tableau IV.1 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

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

IV.3.2.Position du centre de gravité de section mixte

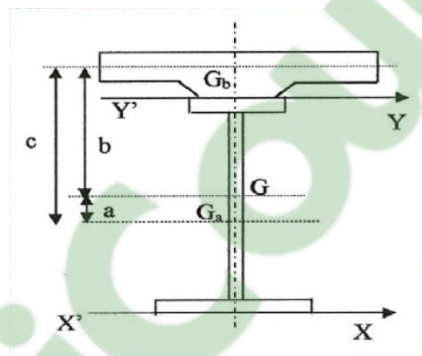


Figure IV.3 : Position du centre de gravité de section mixte

- **Largeur de la dalle participante :**

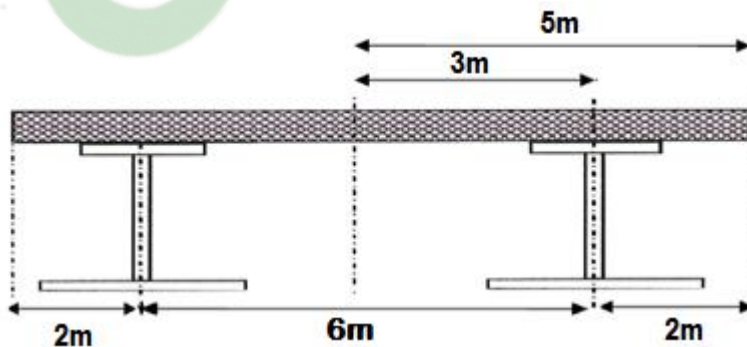


Figure IV.4 : Largeur de la dalle participante

$$b_{eff} = \frac{6}{2} + 2 = 5m$$

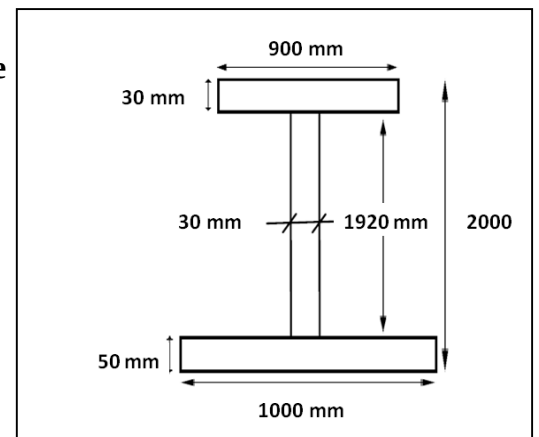


Figure IV.5: section de la poutre

- **Centre de gravité de la section d'acier :**

$$Y_{GA} = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_{GA} = \frac{[1000 \times 50 \times 25] + (30 \times 1920 \times 1010) + (900 \times 30 \times 1985)}{[(1000 \times 50) + (1920 \times 30) + (900 \times 30)]} = 839,681 \text{ mm}$$

$$Y_{GA} = 83,968 \text{ cm}$$

- **Centre de gravité de la section du béton :**

$$Y_{GB} = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_{GB} = 212,5 \text{ cm}$$

- **Centre de gravité de la section mixte :**

$$Y_G = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_G = 200,01 \text{ cm}$$

- **Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :**

$$C = 128,532 \text{ cm}$$

IV.3.3. Inertie d'une section mixte

$$\text{Section homogénéisée } S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton

n : coefficient d'équivalence

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2\right)$$

I_Δ : Moment d'inertie / Δ

S_Δ : Moment statique / Δ

$$V' = \frac{S/D}{B} : \text{Distance du CDG de la fibre inférieure.}$$

I_0 : Moment d'inertie / CDG

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

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

B : Section de la poutre.

$$I_\Delta = I_0 + (B \times Z^2)$$

- Caractéristique géométrique de section du béton :

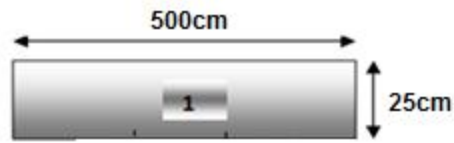


Figure IV.6 : Section du béton

Tableau IV.2 : La détermination des caractéristiques de la section du béton

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ =B×Z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	500×25	12500	17,5	218750	651041,67	4479166,67

$$V' = S_{\Delta}/B = 17,5 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - (S_{\Delta} \times V')$$

$$I_{Gb} = \text{cm}^4$$

$$I_{Gb} = 0,65 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- Caractéristique géométrique de la section d'acier :

Tableau IV.3 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier

Désignation	Dimension	A (cm ²)	Z (cm)	S _Δ =A×Z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	100×5	500	2,5	1250	1041,67	4166,67
2	3×192	576	101	58176	1769472	7645248
3	90×3	270	198,5	53595	202,5	10638810
	TOTAL	1346		113021		18288224,67

$$V' = S_{\Delta}/A = 83,96 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - (S_{\Delta} \times V')$$

$$I_{Ga} = 8798981,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{Ga} = 8,8 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- Caractéristique de la section mixte :

$$S_n = A + (B/n)$$

Avec :

$$A = 1346 \text{ cm}^2$$

$$B = 12500 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\infty} = 1346 \text{ cm}^2 \\ S_{18} = 2040,44 \text{ cm}^2 \\ S_{15} = 2179,33 \text{ cm}^2 \\ S_6 = 3429,33 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte :**

Ce qui donne $\longrightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_n = \frac{B \times C}{n \times S_n} \\ a_\infty = 0 \text{ cm.} \\ a_{18} = 43,74 \text{ cm.} \\ a_{15} = 49,15 \text{ cm} \\ a_6 = 78,08 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :**

Ce qui donne $\longrightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = \frac{A \times C}{S_n} \\ b_\infty = 128,532 \text{ cm.} \\ b_{18} = 84,79 \text{ cm.} \\ b_{15} = 79,4 \text{ cm.} \\ b_6 = 50,45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section mixte :**

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n} \right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2 \right)$$

Ce qui donne $\longrightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_\infty = 8,8 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_{18} = 16,38 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_{15} = 17,35 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_6 = 22,42 \times 10^6 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

- **Détermination des caractéristiques de la section mixte :**

$$V_{bn} = b_n + 17,5$$

$$V_{sn} = b_n - 17,5$$

$$V_{in} = a_n + 83,96$$

Tableau IV.4 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte

N	∞	18	15	6
S_n (cm ²)	1346	2040,44	2179,33	3429,33
a_n (cm ²)	0	43,74	49,15	78,08
b_n (cm)	128,532	84,79	79,4	50,45
I_G (cm ⁴)	$8,8 \times 10^6$	$16,38 \times 10^6$	$17,35 \times 10^6$	$22,42 \times 10^6$
V_{bn} (cm)	146,032	102,29	96,9	67,95
$W_b = \frac{I}{V_{bn}}$ (cm ³)	60260,76	160132,96	179050,57	329948,49
V_{sn} (cm)	111,032	67,29	61,9	32,95
$W_s = \frac{I}{V_{sn}}$ (cm ³)	79256,43	243423,99	280290,79	680424,89
v_{in} (cm)	83,96	127,7	133,11	162,04
$W_i = \frac{I}{V_{in}}$ (cm ³)	104811,82	128269,38	130343,33	138360,9

IV.3.4.Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

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

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

IV.3.4.1.Effets du retrait :

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

✓ **Hypothèse de calcul :**

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

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

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

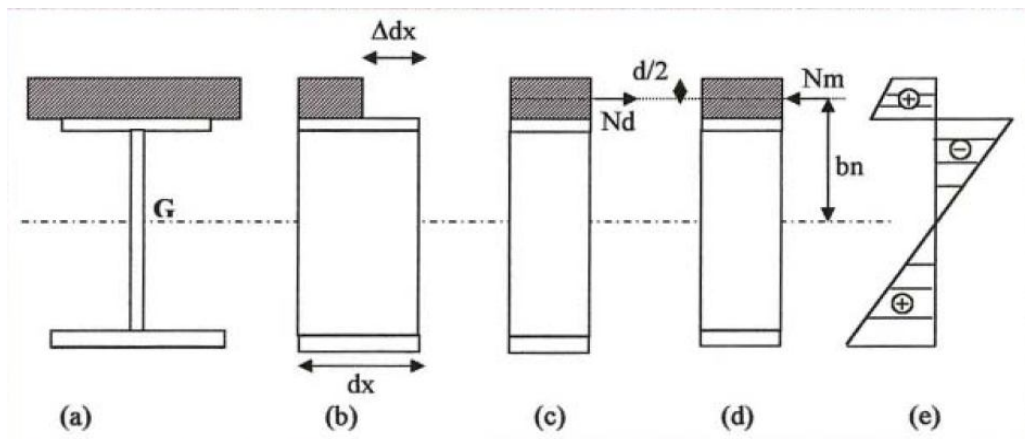


Figure IV.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte

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

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_r$$

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

En considérant que $\Delta dx = \epsilon_r \times dx$ (figure b),

Avec ϵ_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\epsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$.

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

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m b_n = \sigma_b \omega$

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b$  $\sigma_{a1} = -\eta\beta\sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n$  $\sigma_{a2} = -\eta(\sigma_b \times \frac{\omega}{I})V_a$

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b$  $\sigma_{b1} = \beta\sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n$  $\sigma_{a2} = (\sigma_b \times \frac{\omega}{I})V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta\beta\sigma_b - \eta(\sigma_b \times \frac{\omega}{I})V_a$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta\sigma_b - (\sigma_b \times \frac{\omega}{I})V_b$.

$$\beta = \frac{B/_{15}}{A+B_{15}} = \frac{12500/15}{1346+12500/15} = 0,382$$

$$W_{15} = b_{15} \times B/_{15} = 79,4 \times (12500/15) = 66166,67 \text{ cm}^3$$

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \text{ fcj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 19,83 \times 66166,67$$

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

❖ Contraintes résultantes :

- Dans le béton : $\sigma_{br} = \sigma_b (1 - \beta) - (M / W_b) = 4,93 \text{ kg/cm}^2$.
- Dans l'acier : $\sigma_{sr} = -\eta\beta\sigma_b - \eta(M / W_s) = -183,84 \text{ kg/cm}^2$.
- $\sigma_{ir} = -\eta\beta\sigma_b + \eta(M / W_i) = 37,37 \text{ kg/cm}^2$

❖ Contraintes pondérées dues au retrait :

$$\alpha = 1,32$$

- $\sigma_{br} = 1,32 \times 4,93 = 6,51 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{sr} = 1,32 \times (-183,84) = -242,01 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{ir} = 1,32 \times 37,37 = 49,33 \text{ kg/cm}^2$

IV.3.4.2.Effet de la différence de température entre l'acier et le béton

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

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

$$\varepsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température..

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

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

$$\sigma_b = \varepsilon_t \frac{E_a}{n} = \pm 10^{-4} \times \frac{2,1 \times 10^6}{6}$$

$$\sigma_b = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{A+B_6} = \frac{12500/6}{1346+12500/6} = 0,608$$

$$W_6 = b_6 \times B_6 = 50,45 \times (12500/6) = 105104,17 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = 35 \times 10510,17$$

$$M_6 = 3678645,83 \text{ kg.cm}$$

❖ Contraintes résultantes:

- Dans le béton : $\sigma_{bT} = \sigma_b (1 - \beta) - (M / W_b) = 2,571 \text{ kg/cm}^2$
- Dans l'acier : $\sigma_{sT} = - \eta \beta \sigma_b - \eta (M / W_s) = -160,12 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{iT} = - \eta \beta \sigma_b + \eta (M / W_i) = 31,84 \text{ kg/cm}^2$

❖ Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{b0} = + 35 \text{ kg/cm}^2 & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bT} = 1,5 \times 2,571 = 3,857 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{sT} = 1,5 \times -160,12 = -240,18 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{iT} = 1,5 \times 31,84 = 47,76 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\rightarrow \sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bT} = -3,857 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{ST} = 240,18 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{IT} = -47,76 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

IV.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement

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

$$\tau_{\text{adm}} = 0.6 \times \sigma_e = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ Kg/mm}^2$$

Effort tranchant maximal: $T = 3629,6255$ (ELU A(I)).

$$\tau_{\max} = \frac{T}{h_w \times t_w} = \frac{3629,6255 \times 10^2}{1920 \times 30} = 6,30 \text{ Kg/mm}^2$$

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

$$6,30 \text{ Kg/mm}^2 \leq 21,3 \text{ Kg/mm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

IV.4.Calcul de la dalle

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharge des véhicules (civiles, militaires, exceptionnelles) et à transmettre leurs effort aux poutres.

IV.4.1.La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase

Plusieurs techniques permettent de réaliser la dalle sans la connecter immédiatement à la charpente. Ces techniques ont à priori beaucoup d'avantages. Elles permettent de réduire considérablement les effets du retrait thermique et du retrait endogène. Par ailleurs, la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique seule. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

De plus, il est souvent possible de mettre en œuvre une précontrainte longitudinale efficace dans la dalle, et donc d'éviter complètement la fissuration en service. La connexion est alors établie en deuxième phase, quelques semaines après la réalisation du hourdis. [11]



Figure IV.8 : les plots préfabriqués de la dalle

Dans notre projet la dalle est préfabriquée en plusieurs plots reliées par un clavage en béton coulé en place.

En général la dalle est coulée par plots successifs sur une aire située à l'extrémité de l'ouvrage. La continuité du ferrailage passif est assurée par recouvrements de barres droites alternées, ce qui ne pose pas de problème majeur pour le montage des cages d'armature.

Pour des raisons d'encombrement, de sécurité et de facilité de coffrage, la meilleure solution semble être d'assurer le recouvrement par des armatures courbées 180°. La dimension minimale des clavages est donnée en épaisseur par la possibilité de pliage des aciers (diamètre du mandrin + 2 diamètres de l'acier + 60 mm d'enrobage) et en longueur par la résistance du recouvrement (en général 16 diamètres + 60 mm d'enrobage).

Ceci conduit en pratique aux dimensions données dans le tableau ci-après. [11]

Tableau IV.5 : Longueur minimum du clavage en fonction d'épaisseur minimum de la dalle

Diamètre en millimètre	Epaisseur minimum de la dalle en millimètre	Longueur minimum du clavage en millimètre
12	184	252
14	238	284
16	242	316
20	300	380

La qualité de la dalle dépend également essentiellement des performances du béton de deuxième phase. En effet, le retrait du béton de deuxième phase est bloqué par le béton de première phase. Pour éviter une fissuration certaine au droit des reprises de bétonnage, ce retrait doit donc être le plus faible possible.

Par ailleurs, la résistance du béton de deuxième phase doit être élevée, car ce béton subit des efforts concentrés importants au droit des connecteurs. [11]

IV.4.2. Les résultats numériques :

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel **CSIBRIDGE**, la structure est modélisée comme suit :

- **Poutre** : élément barres FRAME.
- **Dalle** : élément plaque SHELL.

Donc le tablier est modélisé comme une dalle supportée par deux poutres.

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

Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul **CSIBRIDGE**.

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après notre model, et on a pris la valeur maximum.

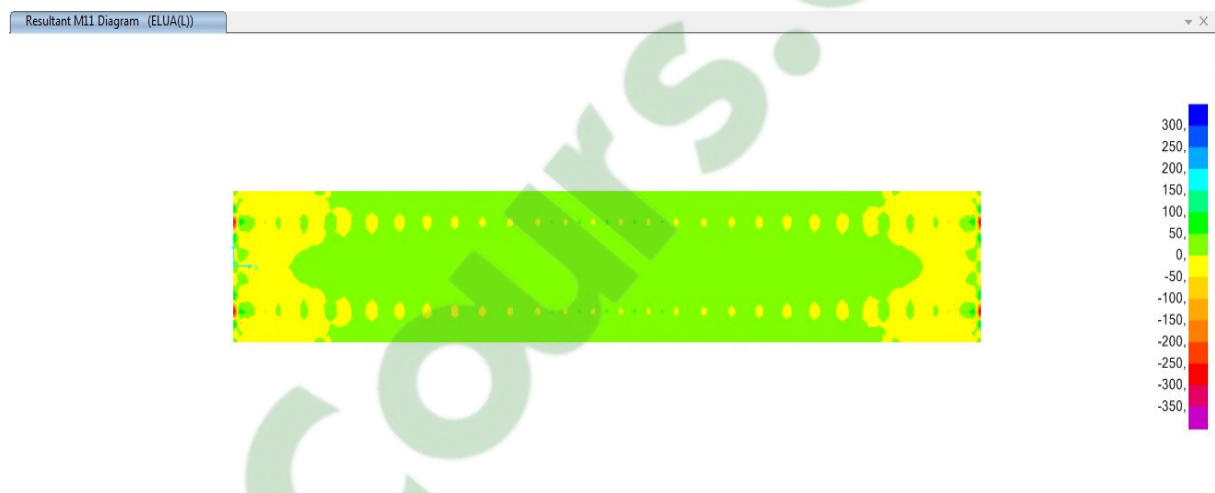


Figure IV.9 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

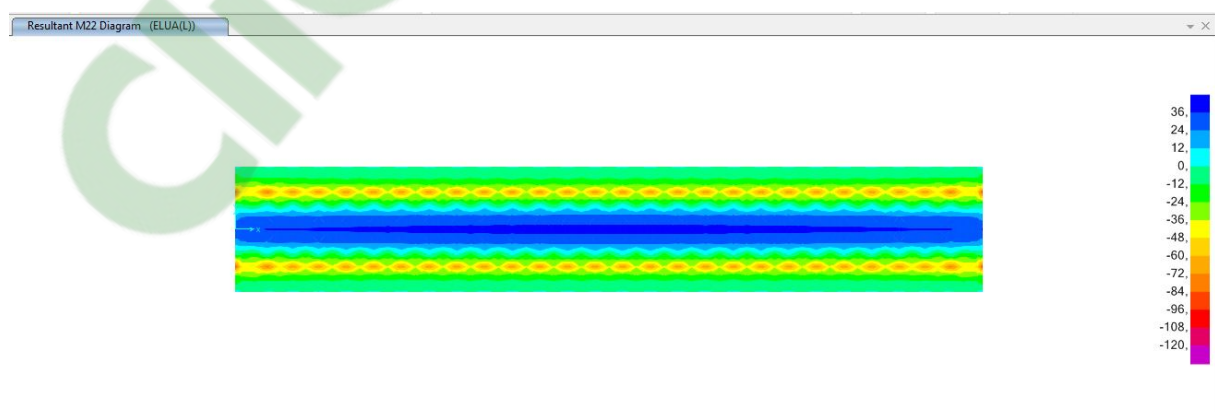


Figure IV.10 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

Les tableaux suivants présentent les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS

Tableau IV.6 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m)

		ELU	ELS
M ₁₁ longitudinale	M_t_{max}	350,828	260,33
	M_{app}_{max}	381,43	282,557
M ₂₂ transversale	M_t_{max}	43,984	32,818
	M_{app}_{max}	178,283	129,887

Tableau IV.7 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

	ELU	ELS
T ₁₁ longitudinale	1412,488	1080,19
T ₂₂ transversale	184,505	134,315

IV.4.3.Détermination de ferrailage

On a une dalle de 25cm d'épaisseur.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m

On a utilisé le logiciel **BA_RECT** pour déterminer le ferrailage minimal.

Tableau IV.8 : Choix de ferrailage de l'hourdi

		En travée	En appuis
Sens transversal	A_{st}	6Φ12(6,79) ; esp=17cm	6Φ25 (29,45) ; esp=16cm
	A_{sc}	0	0
Sens longitudinal	A_{st}	12Φ25(58,66) ; esp=16cm	6Φ32+6Φ25 (77,7) ; esp=15cm
	A_{sc}	6Φ12(6,79) ; esp=17cm	12Φ12 (13,58) ; esp=17cm

IV.4.4. Résistance aux efforts tranchant✓ **Sens transversal :**

$T_u = 184,505 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{184,505 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,68 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Sens longitudinal :**

$T_u = 1457,488 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{1412,488 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 6,27 \text{ MPa.}$$

- **Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)**

$$\tau_{adm} = \min \left(0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) = 6,3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 6,27 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 6,3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.4.5. Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = (0,06 \times f_{c28}) + 0,6 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq b \times d \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq (1 \times 0,225) \times \frac{0,23 \times 2,7}{400} = 3,49 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage minimum d'après l'R.P.A :

$$A_{smin} = A_{RPA} = 0,5\% \times S = 0,5\% (1 \times 0,25) = 12,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc condition est vérifiée.

IV.4.6. Condition de non poinçonnements

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

Clicours.COM

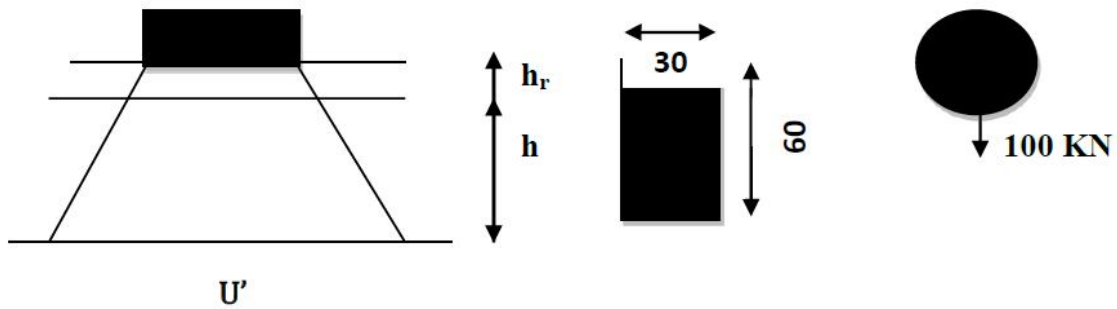


Figure IV.11 : La transmission de la charge « Br »

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

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

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28

$$q_u = 1.5 \delta_{br} \cdot Q = 1.5 \times 1.033 \times 100$$

$$q_u = 154,95 \text{ KN.}$$

$$U_c = 2 \times (U_0 + V_0) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} U_0 = U + h + h_r \Leftrightarrow U_0 = 30 + 25 + 8 = 63 \text{ cm.} \\ V_0 = V + h + h_r \Leftrightarrow V_0 = 60 + 25 + 8 = 93 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec :

h_r : Hauteur du revêtement

$$U_c = 2(0.63 + 0.93) = 3.12 \text{ m}$$

$$q_u = 154,95 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 3.12 \times 0.25 \times 35000}{1.5} = 819 \text{ KN}$$

Condition vérifiée  il n'y a pas de risque de poinçonnement

IV.5.Les entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type PRS (poutres reconstituées soudées) qui a une limite élastique de 355MPa.

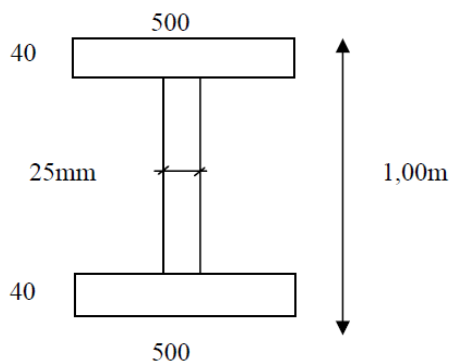


Figure IV.12 : Section de l'entretoise sur appuis

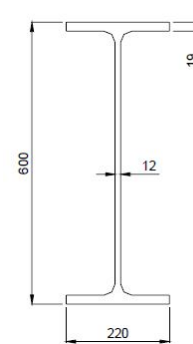


Figure IV.13 : Section de l'entretoise courante IPE600

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul SAP2000. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

Tableau IV.9 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
Entretoise courantes	22,6474	4,871
Entretoise sur appuis	52,0752	19,708

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2 = 142000 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau = \frac{4,871 \times 10^2}{92 \times 1} = 5,29 \text{ Kg/cm}^2 \leq 142000 \text{ Kg/cm}^2$$

 **Condition Vérifiée**
➤ **En travée :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau = \frac{19,708 \times 10^2}{56,2 \times 0,6} = 58,45 \text{ Kg/cm}^2 \leq 142000 \text{ Kg/cm}^2$$

 **Condition Vérifiée**

Donc notre entretoise est vérifiée et résiste au cisaillement.

IV.6. Les connecteurs :

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

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif. [12]

IV.6.1. Le choix du connecteur :

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

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre. [12]

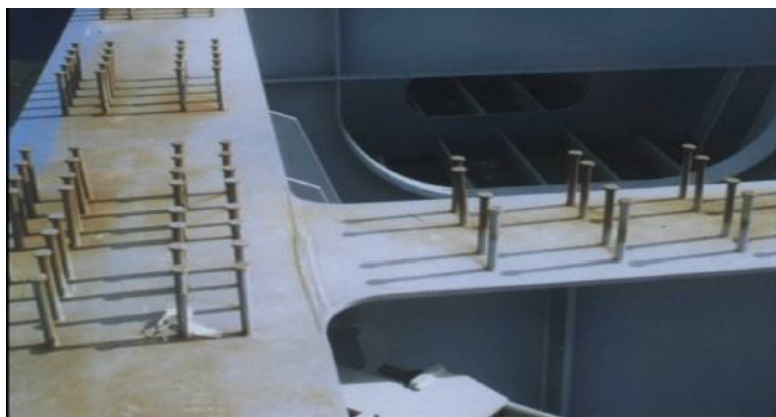


Figure IV.14 : Connecteurs de type goujons

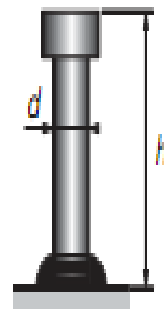


Figure IV.15 : goujon à tête

Dimensionnement d'un goujon

d: le diamètre se situe dans les gammes allant de 16 à 22mm.

$16 \leq d \leq 22 \rightarrow$ soit $d = 22\text{mm}$

h : la hauteur du connecteur $h \geq 4 \times d$

$h \geq 4 \times 22$

$h \geq 88 \rightarrow$ On prend $h = 100\text{mm}$

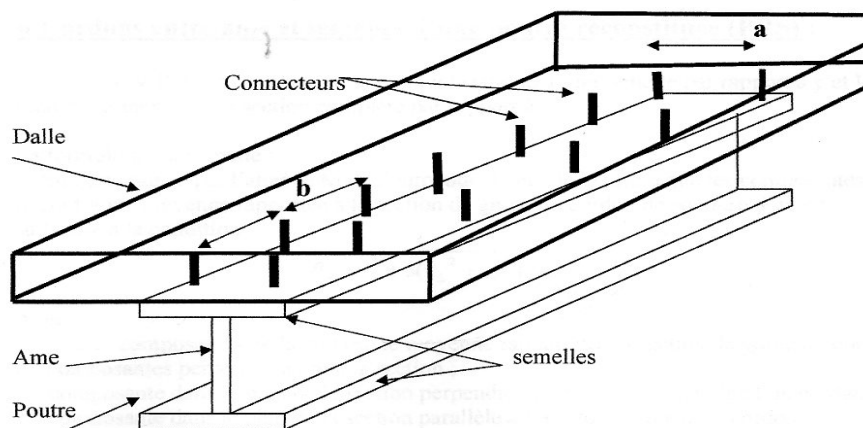
IV.6.2. Espacement des connecteurs

Figure IV.16 : La connexion de la dalle avec la poutre

➤ **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs:**

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

ed : épaisseur de la dalle

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

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

$b = 80\text{cm}$.

➤ **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés:**

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

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

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 235\text{ MPa}$,

$a' = \min (100\text{mm} ; 270\text{mm}) ;$

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

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

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

IV.6.3. Le nombre total des connecteurs :

$F = \sigma_e \times A_g$

F : la force d'un connecteur.

σ_e : la limite élastique.

A_g : la section d'un connecteur.

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \times 235 \times 10^{-3} = 89,33 \text{ KN.}$$

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

On divise la travée en plusieurs parties.

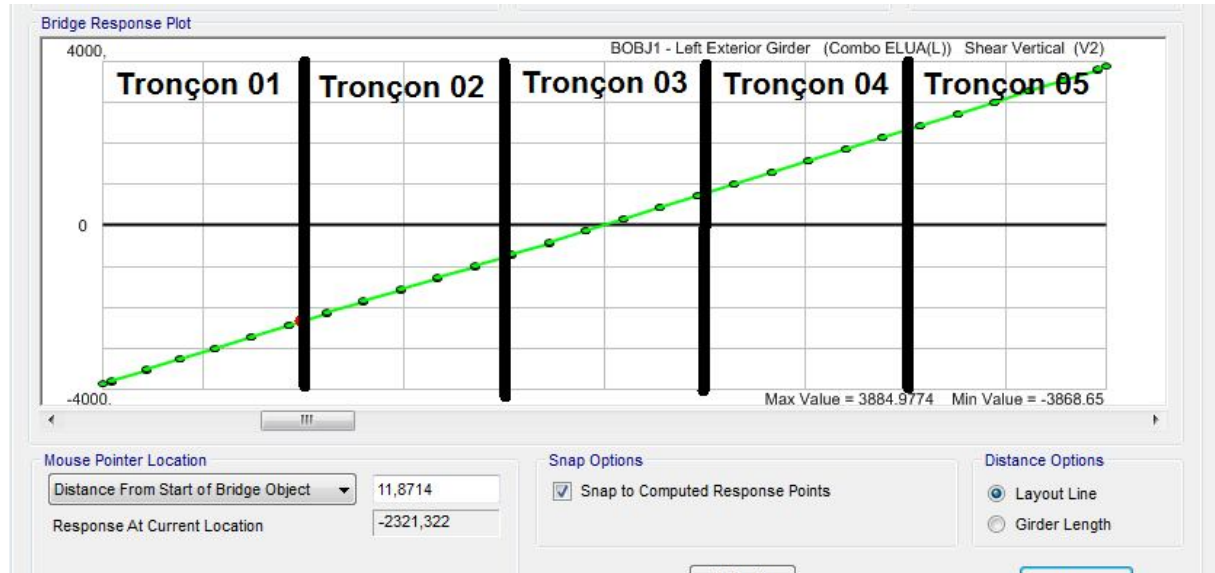


Figure IV.17: Diagramme de l'effort tranchant max

➤ **Tronçon1 [0 - 12] : L=12m**

$V = 3868,65 \text{ KN.}$ Et

$$E_p = \frac{89,33}{3868,65} = 0,0231 \text{ m.}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{12}{0,0231} = 520$ connecteurs.

➤ **Tronçon 2 [12 – 24] : L=12m**

$V = 2323,357 \text{ KN.}$

$$E_p = \frac{89,33}{2323,357} = 0,038 \text{ m.}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{12}{0,038} = 312$ connecteurs.

➤ **Tronçon 3 [24 – 36] : L=12m**

$V = 807,4901 \text{ KN.}$

$$E_p = \frac{89,33}{807,4901} = 0,11 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{12}{0,011} = 108$ connecteurs.

➤ **Tronçon 4 [36 - 48] : L=12m**

$$V=2332,505\text{KN}$$

$$E_p=\frac{89,33}{2332,505}=0,038\text{m}$$

$$\text{Le nombre de connecteurs } N=\frac{12}{0,034}=314 \text{ connecteurs}$$

➤ **Tronçon 5 [48 - 60] : L=12m**

$$V=2332,505\text{KN}$$

$$E_p=\frac{89,33}{3884,9774}=0,023\text{m}$$

$$\text{Le nombre de connecteurs } N=\frac{12}{0,023}=522 \text{ connecteurs}$$

Le nombre totale de connecteurs =1776 goujons

IV.7.Les assemblages

IV.7.1.Introduction

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

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites. [3]

IV.7.2.Définition du soudage

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties. [3]

On distingue deux types de soudage :

- Le soudage homogène lorsque les deux pièces à assembler sont de composition chimique identique ou voisine ainsi que le métal d'apport utilisé pour la confection des joints.
- Le soudage hétérogène lorsque la composition chimique des pièces est différente ou lorsque le métal d'apport est différent. Dans ce cas le métal d'apport est toujours un alliage présentant un joint de fusion inférieur à celui des pièces. [3]

IV.7.3. Le Principe de soudage

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme

d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé. [3]

IV.7.4. Différents joints de soudure

Joint d'âme

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

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

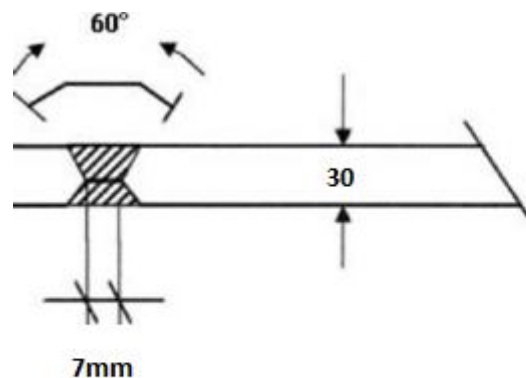


Figure IV.18 : Liaison d'âme

Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 9 à 10mm.

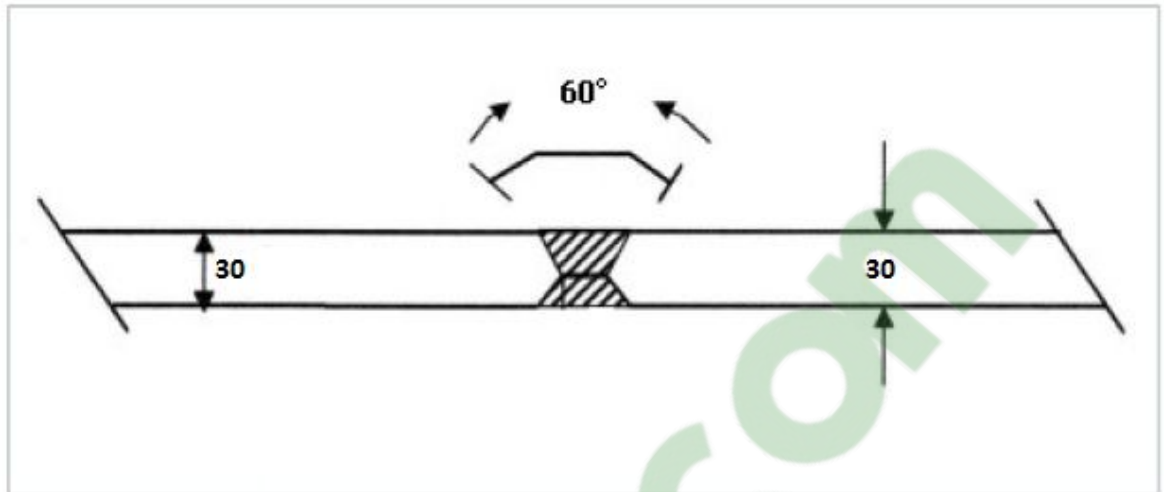


Figure IV.19 : Détail de soudure de la semelle supérieure

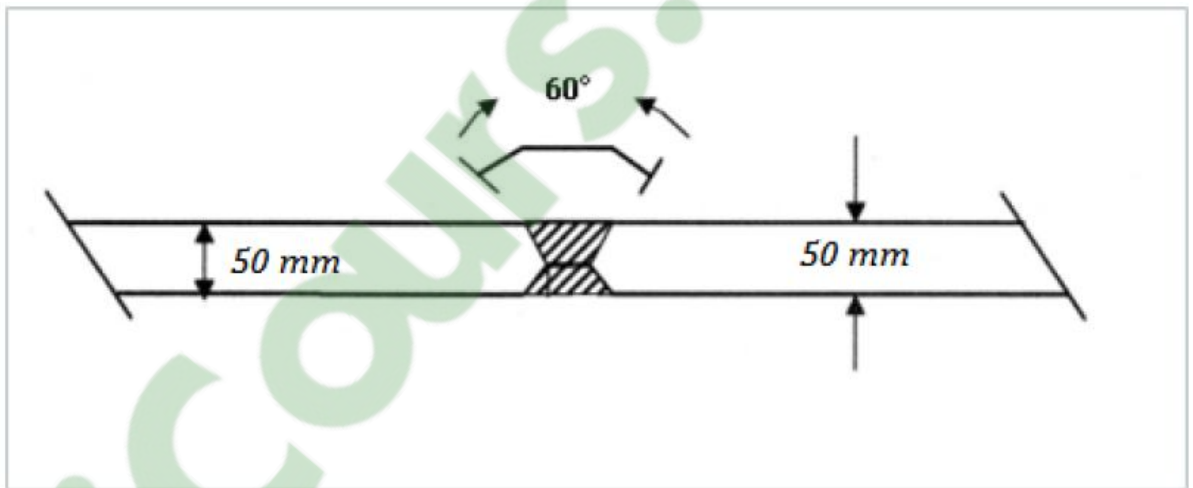


Figure IV.20 : Détail de soudure de la semelle inférieure

IV.7.5.Calcul des soudures

Assemblage par soudure : est un dispositif qui permet de réunir et solidariser deux pièces entre elle par des liaisons intimes de la matière, obtenue par fusion ou plastification tel qu'il existe plusieurs procédés de soudage. [3]

- **Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS :**

Soit :

V : l'effort tranchant,

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

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

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

σ ; $\tau_{\perp}$; $\tau_{/}$: Composante de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon

σ : Composante perpendiculaire a la section

$\tau_{\perp}$: Composante dans le plan a la section perpendiculaire a l'axe longitudinal du cordon.

$\tau_{/}$: Composante dans le plan a la section parallèle a l'axe longitudinal du cordon.

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

μ : moment statique.

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

Alors: "

$$\beta_w \frac{V \times \mu \times \sqrt{3}}{2 \times a \times l} \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

Ou :

$$a \geq \frac{\beta_w \times V \times \mu \times \sqrt{3} \times \gamma_{mw}}{2 \times f_u \times l}$$

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

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

$$\left. \begin{array}{l} l = 2 \times b \times t_f \times \left(\frac{d}{2}\right)^2 \\ \text{et } \mu = b \times t_f \times \frac{d}{2} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc } \frac{l}{\mu} = d$$

$$\tau_{//} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3}}. \text{ Avec : } \tau_{//} \leq \frac{V}{d \times t_w}$$

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

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

$$a \geq \beta_w \times \gamma_{mw} \times \frac{t_w}{2}$$

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

Tableau IV.10 : paramètre dépendant de la nuance d'acier

Nuance d'acier		γ_{mw}	β_w	$\beta_w \times \gamma_{mw}$
F_y (Mpa)	F_u (Mpa)			
355	510	1,25	0,90	1,2

Donc on obtient

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

$$a = 1,62 \text{ cm}$$

Donc :

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

Chapitre 5

ETUDE DES ÉQUIPEMENTS

Clicours.COM

V.1. Introduction :

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints de chaussée.

Dans cette partie nous traitons le dimensionnement et la vérification de ces derniers.

V.2. Les appareils d'appuis

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (**culées ou piles**). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis** » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis. [13]



Figure V.1 : Photo réelle d'un appareil d'appui

V.2.1. Le rôle des appareils d'appuis

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

V.2.2. Les types des appareils d'appuis

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents types :

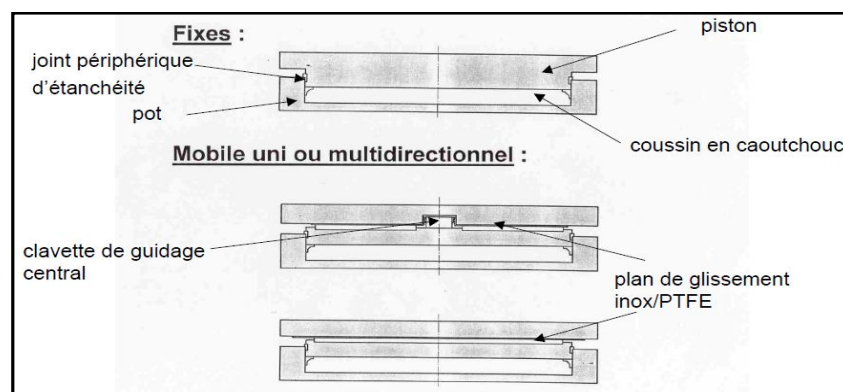


Figure V.2 : Appareils d'appui à pot

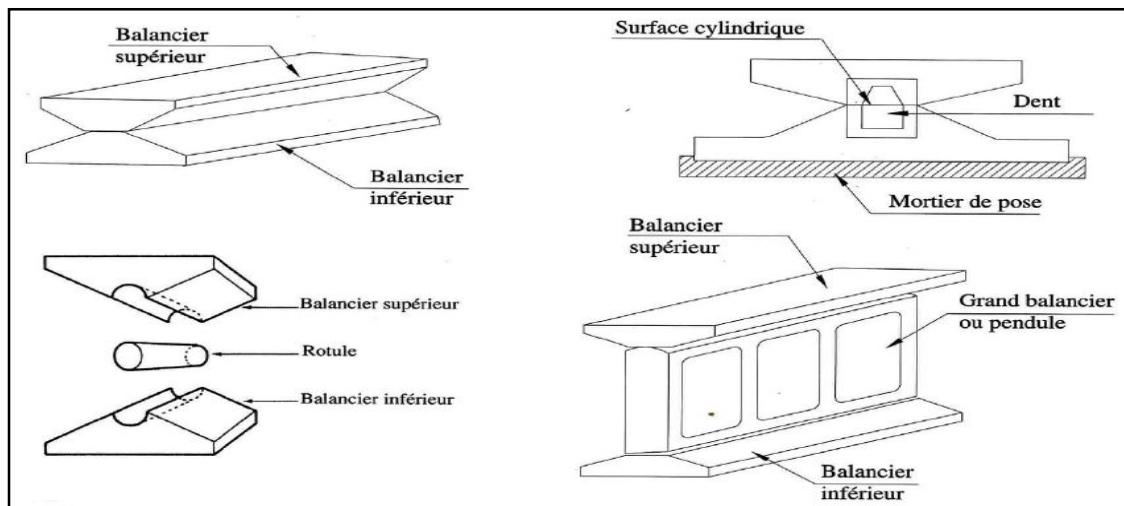


Figure V.3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

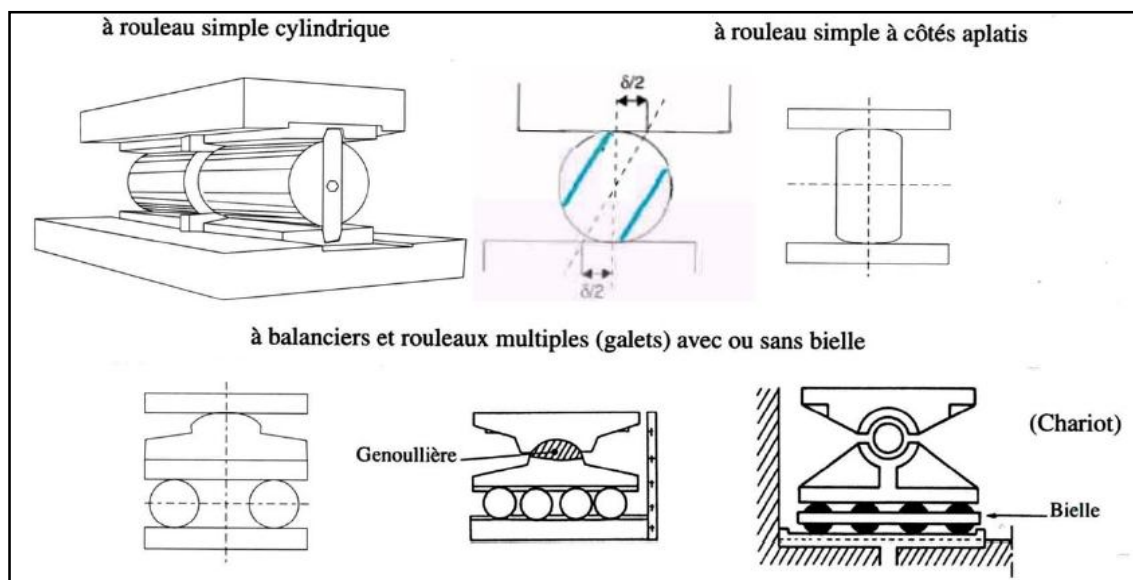


Figure V.4 : appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

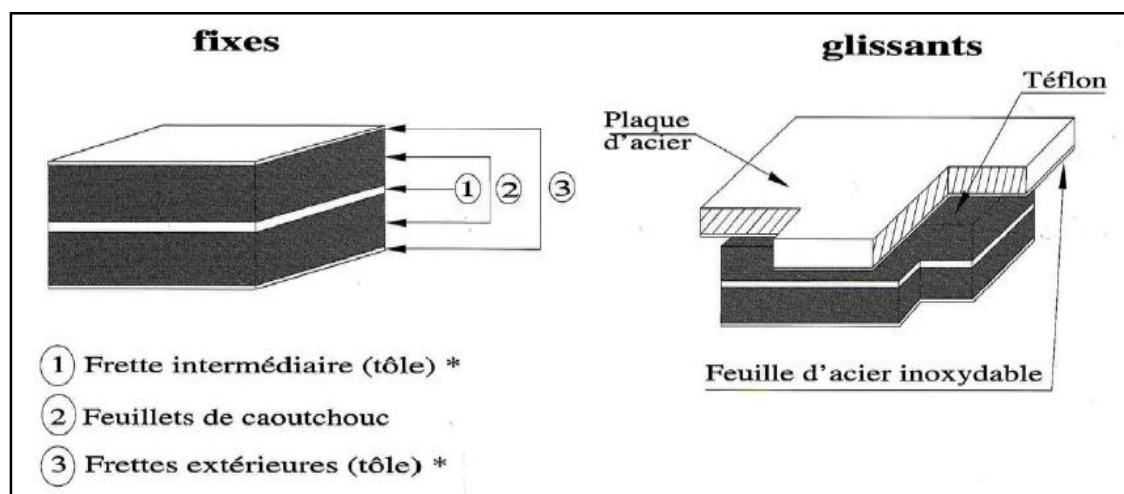


Figure V.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

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

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

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. [13]

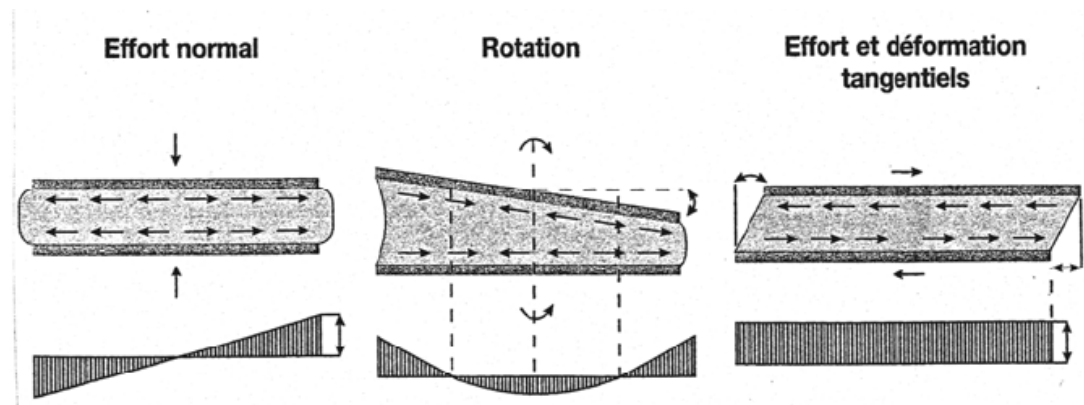


Figure V.6 : Sollicitations supportées par l'appareil d'appui

La désignation de l'appareil d'appui est : $a \times b \times n(t+e)$

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur d'une feuille élémentaire.

e : épaisseur d'une frette intermédiaire.

a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

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

- $\bar{\sigma} = 150 \text{ bars}$.
- Module d'élasticité: $G = 0,8 \text{ Mpa}$.
- Epaisseur d'une couche d'élastomère $t = 12 \text{ mm}$

V.2.3.Variation linéaire du tablier

Elle est due essentiellement au retrait, fluage, et la température.

V.2.3.1.Retrait :

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = \frac{100 - 60}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

$$L = 60 \text{ et } \varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = 6 \text{ mm.}$$

V.2.3.2.Fluage :

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{100 - 40}{100} \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times 2,5 \times L$$

Avec :

σ_m : la contrainte de compression de la fibre neutre du tablier ($\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$).

E_{ij} : module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$).

$$\Delta L_f = 16,26 \text{ mm}$$

V.2.3.3.Température :

$$\text{Longue durée } \Delta L_t = \pm 25 \cdot 10^{-5} L = \pm 15 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée } \Delta L_t = \pm 35 \cdot 10^{-5} L = \pm 21 \text{ mm}$$

V.2.4.Dimensionnement des d'appareils d'appuis

V.2.4.1.Aire de l'appareil d'appuis :

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$$N_{\max} = 4158 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 4142 \text{ KN}$$

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5

$$\begin{cases} \sigma_{\max} \leq \frac{\bar{\sigma}_1}{1.5} \\ \frac{\sigma_{\min}}{1.5} \geq \bar{\sigma}_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \frac{15000}{1.5} \\ \frac{N_{\min}}{a * b} \geq 1.5 \times 2000 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} N : \text{réaction verticale maximale sur l'appui} \\ \sigma_{\text{moy}} : \text{contrainte moyenne de compression} = 150 \text{ bars} = 1500 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \end{cases}$

$$1,38 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,42 \text{ m}^2$$

On propose que **b = 60cm** car on ne doit pas dépasser la largeur de la poutre.

V.2.4.2.Hauteur nette de l'élastomère (T) :

La condition à vérifier :

$$T \geq \frac{\mu}{0.5}$$

μ : Déformation (retrait + fluage + température).

$$\mu = 6 + 16,26 + 15 = 37,26 \text{ mm.}$$

$$T \geq \frac{37,26}{0.5} \Rightarrow T \geq 74,52 \text{ mm.}$$

On prend $T = 80 \text{ mm}$.

$t = 15 \text{ mm}$ fixée par les normes (D'après Le Tableau FREYSSINET)

$$T = n \times t \quad \Rightarrow \quad \text{On admet } n=6 \text{ feuillets}$$

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \Rightarrow \quad 5T \leq a \leq 10T \quad \Rightarrow \quad 372,6 \leq a \leq 745,2$$

On prend $a = 70 \text{ cm}$.

$$1,38 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,42 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

V.2.4.3.Épaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : limite elastique des frettes = 2150 Kg/cm² pour l'acier E24 avec $e \leq 3$ mm {SETRA Bulletin technique}

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = 10,77$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} = 99 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{99 \times 70}{2150 \times 10,77} = 0,3 \text{ mm}$$

$1,12 \leq e \leq 4 \text{ mm}$. On prend $e = 4 \text{ mm}$.

Donc la désignation de l'appareil d'appui est : **700×600×7 (15+4)** (voire annexe 1)

V.2.5.Vérification des appareils d'appui

Pour la vérification de l'appareil d'appui, il faut établir la répartition des efforts horizontaux cette dernière, au niveau des appareils d'appuis, se fera avec l'influence des déformations des appuis.

V.2.5.1.Répartition des efforts horizontaux :

- **Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme) :**

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

$$\text{Soit } \begin{cases} H : \text{l'effort horizontal} \\ K_i : \text{la rigidité de l'appui} \end{cases}$$

❖ Les charges de freinage :

Le freinage le plus défavorable est celui de B_c . Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{BC} = 300 \text{ KN.}$$

❖ **Effort dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de **3KN/m²**.

L'effort du vent est :

$$H_v = f \times q \times S$$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent est = $60 (2 + 0.08 + 0.25) = 139,9 \text{ m}^2$.

q : pression du vent = 3 KN/m^2 .

- $f = \frac{1}{2}$ en phase de chantier.
- $f = \frac{2}{3}$ pour le reste.
 - $H_v = 209,7 \text{ KN}$ en phase de chantier.
 - $H_v = 279,6 \text{ KN}$ pour le reste.

❖ **Effet de séisme :**

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

On applique au tablier une force statique équivalente.

$$H_s = \xi_s \times G$$

Avec :

ξ_s : coefficient d'accélération

- Horizontalement $\xi_s = 40\%$
- Verticalement $\xi_s = 27\%$

G : Poids propre du tablier = 806 t/ml .

- Effort horizontal dû au séisme : $H_s = 322,4 \text{ t}$.
- Effort vertical dû au séisme : $H_s = 217,62 \text{ t}$.

- **Effort dû à la déformation lente (retrait, fluage, température) :**

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

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

Avec :

G : Module d'élasticité transversal.

- G = 0.8 MPa pour un effort lent.
 - G = 1.6 MPa pour un effort instantané.
- H = 156,5 KN pour un effort lent
 - H = 313 KN pour un effort instantané
- **Due à des charges statiques :**

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs. [13]

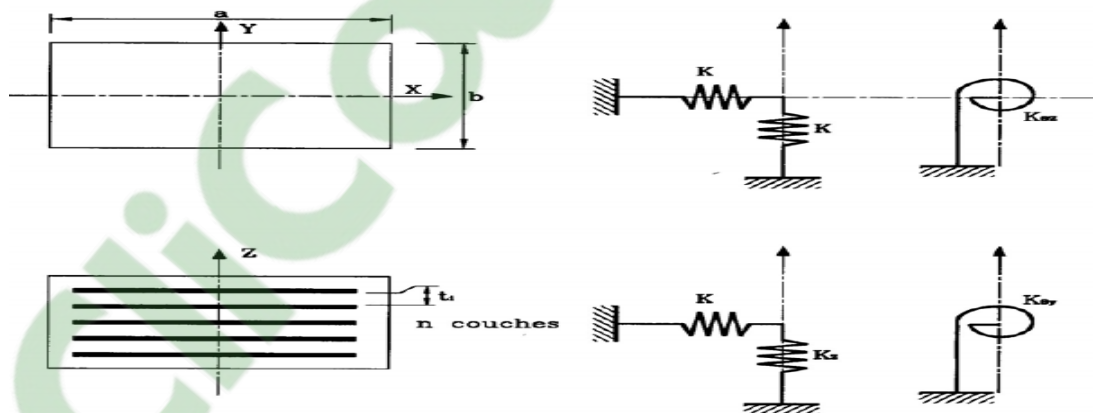


Figure V.7: Modélisation par ressort

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Tableau V.1: Les raideurs des appareils d'appuis

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiées
K_x et K_y	$A \frac{G_b}{T_e}$	$A \frac{G_b}{T_e}$
K_z	$\left[\sum \frac{t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G_b \times S_l^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$	∞
$K\theta$ rectangulaire	$G_b \frac{a'^5 b'}{n t_i^3 K_s}$	0
$K\theta$ circulaire	$G_b \frac{\pi D'^6}{512 n t_i^3}$	0
$K\theta_z$	-	0

Pour notre cas on prend les formules simplifiées :

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T_e}$$

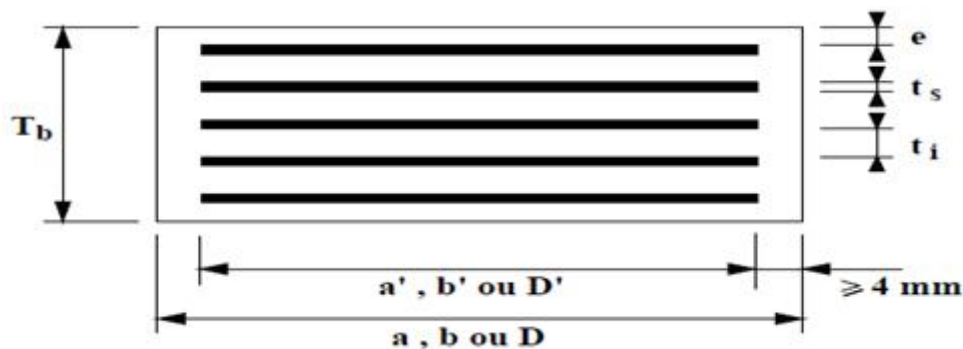


Figure V.8: Schéma montre les frettages de l'appareil d'appui

épaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$T_e = 5 \times 15 + 2 \times (4) = 83 \text{ mm}$$

$$K_x = K_y = \frac{0,2 \times 160}{0,083}$$

$$K_x = K_y = 385,54 \text{ t/m}$$

- Déplacement en tête de l'appareil d'appui:

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \times H}{n \cdot G \cdot A}$$

Avec :

A : Aire de l'appareil d'appui (700 x 600) mm².

T = 80 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis, n = 4

H = 1 (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversal.

- G = 0.8 MPa (statique).
- G = 1.6 MPa (dynamique).

$$\text{➤ } U_{s1} = \frac{0.08 \times 1}{4 \times 0.8 \times 0.42} = 0,06 \text{ m.}$$

$$\text{➤ } U_{s2} = \frac{0.08 \times 1}{4 \times 1.6 \times 0.42} = 0,03 \text{ m.}$$

V.2.5.2. Vérification des contraintes

- **Limitation des contraintes de cisaillement:**

Résistance à la compression :

σ_m : Contrainte de compression sous $N_{\max}$.

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

$$N_{\max} = 4158 \text{ KN.}$$

$$\sigma_m = \frac{4,158}{0,42} = 9,9 \leq 15 \text{ MPa}$$



Condition Vérifiée.

Sollicitation sous charge verticale :

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

$$\tau = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} < 2,8 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = 10,77$$

Clicours.COM

$$\tau = \frac{1,5 \times 9,9}{10,77}$$

$$\tau = 1,38 \text{ MPa} \leq 2,8 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0,5 G = 0,4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \times 0,03726}{0,08} = 0,37 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Condition de non glissement :**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{4,142}{0,42} = 9,86 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$H < f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN.}$$

N: L'effort de compression vertical.

$$N = 4158 \text{ KN.}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,25$$

$$H = 0,3 < 0,25 \times 4,158 = 1,04 \text{ Mn} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Limitation de la distorsion :**

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{P_u}{P_c} < 0,25$$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui (B= 0,42 m²).

d: Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère (d=0,015 m).

h: Hauteur total de l'appareil d'appuis (h=0,105 m).

G: Module de cisaillement (G=0,8 MPa).

S: Facteur de forme ; $S = \beta = \frac{a.b}{(a+b)2t} = 10,77$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = 22,27 \text{ MN.}$$

$$P_u = N_{\max} = 4158 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{4,158}{22,27} = 0,19 < 0,25 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Condition de non flambement**

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_u = 4,158 \text{ MN}$$

$$P_c = 22,27 \text{ MN}$$

$$3 \times 4,158 = 12,5 < P_c = 22,27 \text{ MN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Remarque :

Toutes les vérifications sont bonnes ; donc le choix de l'appareil d'appui est bon.

V.3. Les dés d'appui :

V.3.1. Fonction des dés d'appui :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

V.3.2. Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

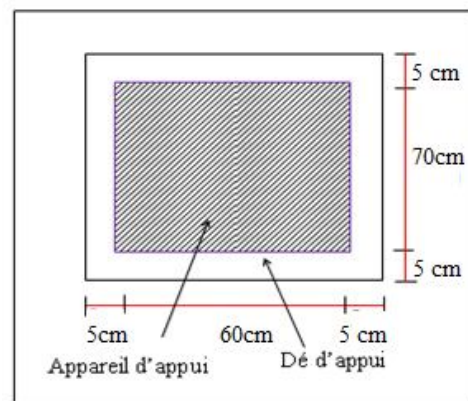


Figure V.9 : Les dimensions de dé d'appui

V.3.3. Ferrailage de dé d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de $N_{\max}$

$$A = \frac{0,04 \times N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\mu \cdot f_{t28}} \right) = 228,6 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{0,04 \times 4,158}{228,6} = 7,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8Φ12** = 9,03 cm² dans les deux sens.

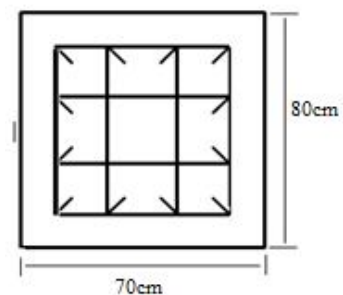


Figure V.10 : Ferrailage de dé d'appui

V.4. Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.



Figure V.11 : Joint de chaussée

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance d'hiatus.

Absence de bruits de vibration

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

❖ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

V.4.1.Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivant

- ✓ Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement du au freinage.
- ✓ Déplacement dû aux variations linaires plus déplacement dû au séisme, déplacements horizontaux dus à la variation du tablier.

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\text{On doit vérifie } \begin{cases} \Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < w \\ \Delta T + \Delta_{\text{séisme}} < 1.3w \end{cases}$$

$$\Delta T = \Delta_{\text{ret}} + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{température}} = 3,726 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T \times H_{\text{frai}}}{G \times S}$$

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T \times H_s}{G \times S}$$

G : module de déformation transversale (**G = 160 t/m²**)

A : Aire de l'appareil d'appui (700 x 600) mm².

T = 80 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0,08 \times 30 / 1}{160 \times 0,42} = 3,57 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{0,08 \times 322,4 / 4}{160 \times 0,42} = 9,6 \text{ cm}$$

- $\Delta T + \Delta_{\text{freinage}} = 3,726 + 3,57 = 7,296 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$
- $\Delta T + \Delta_{\text{séisme}} = 3,726 + 9,6 = 13,326 \text{ cm} < 1,3 \times 15 = 19,5 \text{ cm}$

Pour une valeur de 7,296cm on choisit un joint de chaussé de type qui a les caractéristiques suivantes :

- ❖ Déplacement transversal en service +10mm.
- ❖ Déplacement longitudinal de 20 à 200mm.
- ❖ Ce type de joint peut absorber des rotations jusqu'à 0,03rad.

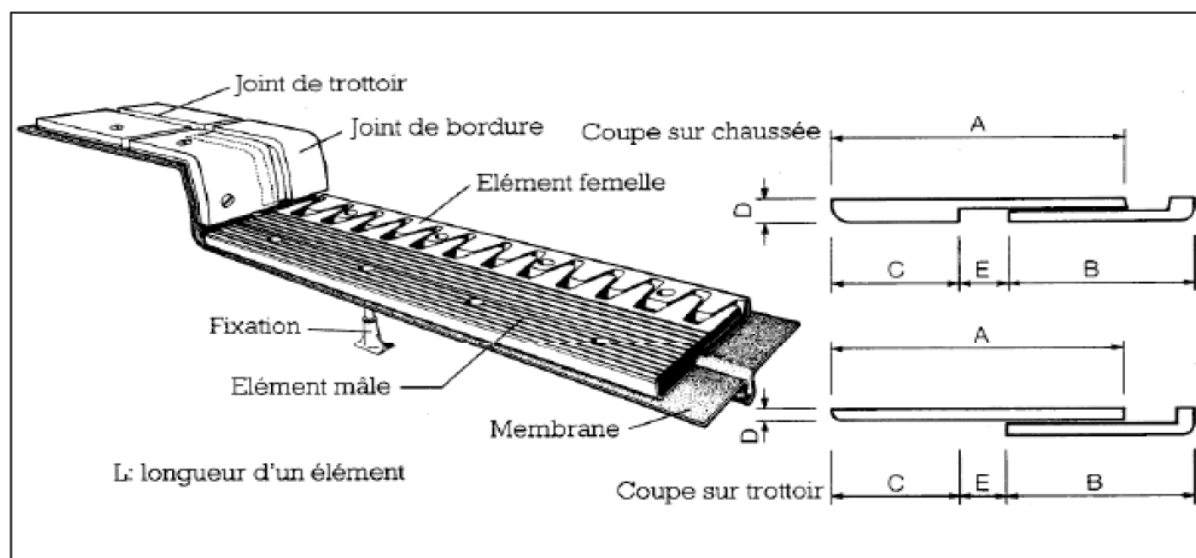


Figure V.12 : Dessin de joint de chaussée

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

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

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

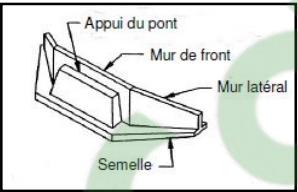
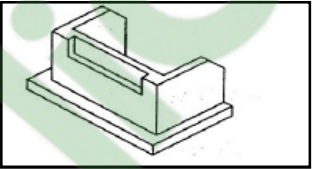
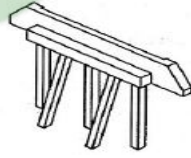
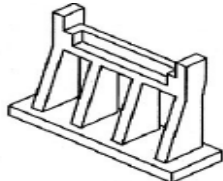
- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage. [12]

VI.2. Les différents types de culées

On distingue plusieurs types de culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ;
- Culées enterrées ;
- Culées creuses.
- Les culées en terre armée
- Les culées contre poids.

Tableau VI.1 : les types des culées

Le dessine	Les types
	culée tendue
	culée en U
	culée avec pieux
	culée en contrefort

VI.3.choix de type de culée

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils sont parallèles ou non à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté. [12]

VI.4.Implantation des culées

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

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

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

Tableau VI.2 : la position des culées

Désignation	Culée1	Culée2
Côte projet (m)	494,53	494,96
Côte TN (m)	492,37	492,29
Côte de la fondation (m)	487,53	487,46
Hauteur de la culée (m)	8,8	9,3

VI.5.pré dimensionnement des culées

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1 $H_{\text{culée}} = 8,80\text{m}$

Pour la culée N° 2 $H_{\text{culée}} = 9,30\text{m}$

VI.5.1.Mur De Front {M.D.F}

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

Hauteur de mur frontal : $h = 6.7\text{ m}$; L'épaisseur $e_{mf} = 1,50\text{ m}$; $L=10\text{ m}$

VI.5.2.Mur De Garde Grève {M.G.G}

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition. [13]

- Hauteur : h = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui + hauteur de la dalle = $2 + 0.08 + 0.15 + 0.12 + 0.25 = 2,6\text{m}$;
- Epaisseur : $e = 0.40$
- Longueur : $L = 10\text{ m}$.

VI.5.3.Dalle De Transition {D.T}

Sa largeur est dimensionnée par la formule suivante : $L = \text{Min}[6\text{ m}, \text{Max}(4\text{m}, 0.6 * H)]$

Avec :

H : la hauteur de remblai = 9.30 m , on prend $L = 5\text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur $e = 30\text{ cm}$

Longueur de la dalle = $8,00\text{ m}$

VI.5.4.Mur en retour {M.R}

Les murs en retour sont des voiles encastres d'un coté sur le M.F et l'autre coté sur la semelle de fondation. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du M.R sont limitées comme suit :

- La pente : $p = 2/3$;
- La largeur : $L_{mr} = [(H - H_0)/p] + R$;

Avec :

H : hauteur du mur en retour ; H_0 : hauteur de la semelle ;

Si : $H < 5\text{m} \Rightarrow R \geq 50\text{cm}$;

Si : $H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq H/10$;

$R=1\text{m.}$

Donc :

$L_r = [(9,3-1,5)/0,66] + 1 = 12,8\text{m}$ on prend $L_r = 13\text{ m}$

Epaisseur : $e = 1\text{ m}$

VI.5.5.La semelle

On prend :

$E_s = 1,5\text{m}$

Longueur de la semelle : $L = 14\text{ m.}$

Largeur de la semelle : $l = 9\text{ m}$

VI.5.6.Le corbeau

Le rôle de corbeau est de supporté la dalle de transition.

Hauteur : $H = 0.6\text{ m}$

Hauteur : $a = 0.3\text{ m}$

Epaisseur : $E_f = 0,30\text{ m}$

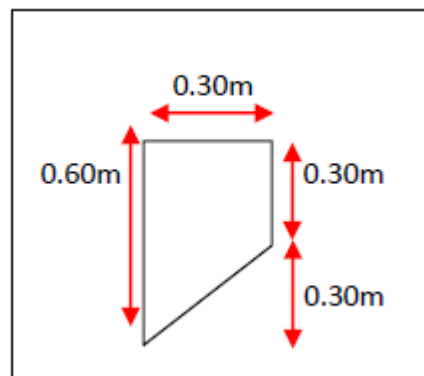


Figure VI.1 : Pré-dimensionnement du corbeau

VI.5.7.Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier .dans notre cas on a une culée remblayées donc le sommier d'appui est intégré au mur de front. D'après le SETRA on prend $d'=0.5m$

Soit a : la longueur de l'appareil d'appui (on a $a=35cm$)

Il faut prendre $(d''-\frac{a}{2})>0.2m$ on prend $d''=0.50m$

Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

$E=d+d'+d''$ + épaisseur du mur garde grève

$E=1.75m$

VI.5.8.Contrefort

$H = 6.00 m$

$E=1.2m$

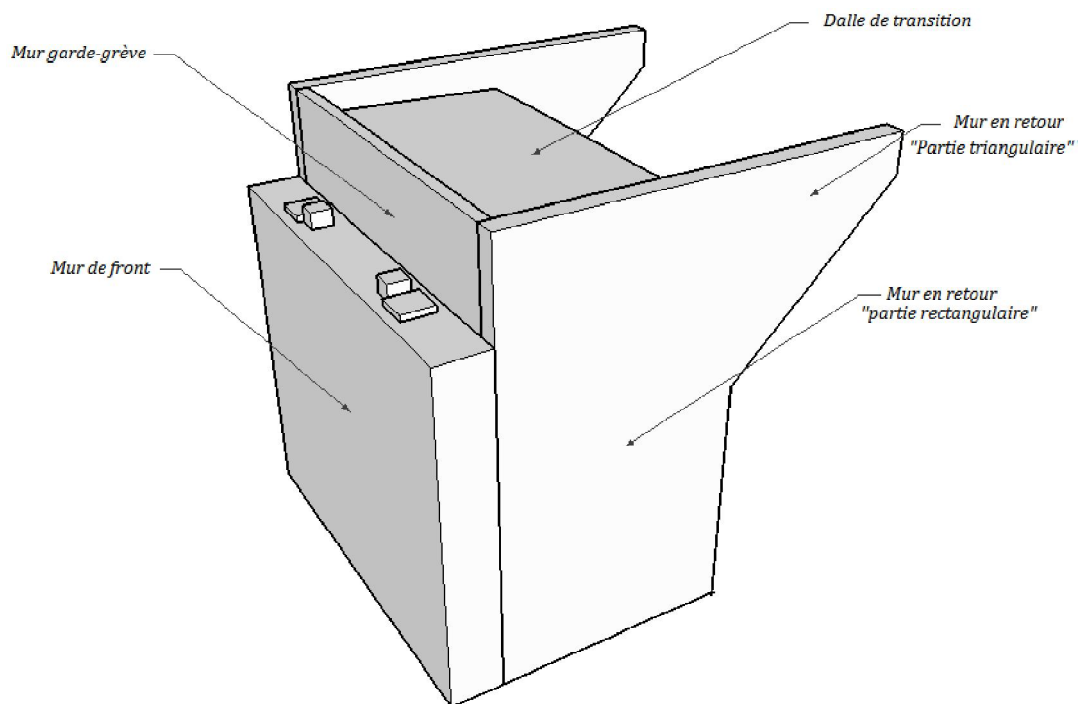


Figure VI.2 :Dessin de la culée 1

VI.6.Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

VI.6.1.Sous charges permanentes

Tableau VI.3: La descente de charge de la culée

Eléments	$V_i(t)$		$d_o(m)$	$M_o(t.m)^2$
MGG	$0,4 \times 2,6 \times 10 \times 2,5$	26	2,3	59,8
MDF	$1,5 \times 6,7 \times 10 \times 2,5$	251,25	1,75	439,875
Corbeau	$(0,6+0,3) \times (0,3/2) \times 10 \times 2,5$	3,375	2,67	9
Semelle	$1,5 \times 9 \times 14 \times 2,5$	472,5	3,5	1653,75
MER	$13 \times 1 \times 1 \times 2,5$	32,5	9	292,5
	$\frac{(9 \times 6,3)}{2} \times 1 \times 2,5$	65,25	9,5	619,875
	$4 \times 8,3 \times 1 \times 2,5$	83	4,5	373,5
Dalle de transition	$0,3 \times 5 \times 8 \times 2,5$	30	5	150
Total	$\Sigma V = 806,375t$			$\Sigma M = 3047,05t.m$

▪ Calcul de l'excentricité $V_i/0$

$$\Sigma_v = 806,375 \text{ t ;}$$

$$\Sigma_M = 3047,05t.m$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{3047,05}{806,375} = 3,78 \text{ m}$$

▪ Calcul de l'excentricité $V_i/$ a l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 3,78 - \frac{7}{2} = 0,28m$$

$$e_0 = 0,28 < \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1,17m$$

La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

▪ Contraintes sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{806,375}{84} \left(1 + \frac{6(0,28)}{7}\right) = 11,9 \text{ t/m}^2 = 1,19 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{806,375}{84} \left(1 - \frac{6(0,28)}{7}\right) = 7,3 \text{ t/m}^2 = 0,73 \text{ bars}$$

VI.6.2.Calcul en construction avec remblai

▪ Poussée des terres

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec

k_a : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend 2 t/m^3

h : hauteur de la culée

L : longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour ($L = 8 \text{ m}$)

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$k_a = 0,333$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times (9,3)^2 \times 8$$

$$P_h = 230,4 \text{ t}$$

▪ Poids des terres

$$P_t = 4 \times 8 \times 9,3 \times 2$$

$$P_t = 595,5 \text{ t}$$

▪ Surcharge de remblai horizontale

$$P_h = k_a \cdot q \cdot S$$

q : La surcharge de remblai $q = 1 \text{ t/m}^2$, majorée de 20% = $1,2 \text{ t/m}^2$.

S : surface chargée

$$P_h = 1,2 \times 0,333 \times 8 \times 9,3 = 29,73 \text{ t}$$

▪ Surcharge de remblai verticale

$$P_v = q \cdot S$$

$$P_v = 1,2 \times 4 \times 8 = 38,4 \text{ t}$$

Tableau VI.4: Moments stabilisants et renversants de culée

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d _o (m)	M _{s/o} (t.m)	M _{r/o} (t.m)
Culée	806,375	/	/	3047,05	/
Poids des terres	595,5	/	4,5	2679,75	/
Poussée des terres	/	230,4	4,6	/	1059,84
Poussée de la surcharge horizontale	/	29,73	9	/	267,57
Poussée de la surcharge verticale	38,4	/	6,15	236,16	
Réaction du tablier	415,8	/	1,55	644,49	/
Totale	1856,075	260,13		6607,45	1327,41

▪ Vérification au renversement

$$Fr = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{6607,45}{1327,41} = 4,98 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement}$$

▪ Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{1856,075}{260,13} = 7,14 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

VI.6.3.Sous charges permanentes plus surcharge

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

ELU: 1,35G+1,5Q+1,6[A(L) + Q_{tr}] +1,6Q_r+ 0,8 Q_{vl}

Tableau VI.5: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

Désignation	Coef	V _i (t)×coef	H _i (t)×coef	d/o(m)	M _{s/o} (t.m)	M _{r/o} (t.m)
Culée	1,35	1088,61	/	/	4113,52	/
Poids des terres	1,35	803,93	/	4,5	3698,1	/
Poussée des terres	1,35	/	311,04	4,6	/	1430,78
Poussée du Surcharge horizontale	1,5	/	44,6	9	/	401,355
Poussée de la surcharge verticale	1,5	57,6	/	6,15	354,24	/
Réaction du tablier	1,35	561,33	/	1,55	870,06	/
Variation linéaire	0,8	/	8,03	8,48	/	68,09
Surcharge A(L)	1,6	326,92	/	1,55	506,7	/
Freinage B _c	1,6	/	48	8,48	/	407,04
Surcharge du trottoir	1,6	11,25	/	1,55	17,44	/
Total		2849,64	411,67		9560,06	2703,265

▪ **Vérification au renversement**

$$F_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{9560,06}{2703,265} = 3,54 > 1,5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement.}$$

a) **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{2849,64}{411,67} = 6,9 > 2 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

$$\text{ELS : } G + Q + 1,2[A(L) + Q_{tr}] + 1,2Q_f + 0,6 Q_{vl}$$

Tableau VI.6: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

Désignation	Coef	Vi(t)×coef	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	806,375	/	/	3047,05	/
Poids des terres	1	595,5	/	4,5	2679,75	/
Poussée des terres	1	/	230,4	4,6	/	1059,84
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	29,73	9	/	267,57
Poussée de la surcharge verticale	1	38,4	/	6,15	236,16	/
Réaction du tablier	1	415,8	/	1,55	644,49	/
Variation linéaire	0,6	/	6,0225	8,48	/	51,07
Surcharge A(L)	1,2	245,19	/	1,55	380,04	/
Freinage B_c	1,2	/	36	8,48	/	305,28
Surcharge du trottoir	1,2	8,44	/	1,55	13,08	/
Total	/	2109,705	302,15		7000,57	1683,76

▪ **Vérification au renversement**

$$F_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{7000,57}{1683,76} = 4,16 > 1,5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement.}$$

a) **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{2109,705}{302,15} = 6,98 > 2 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

Accidentelle : $G + 0,6[A(L) + Q_{tr}] + 0,5 Q_{vl} + Q_s$

Tableau VI.7: Moments stabilisants et renversants en charge accidentelle

Désignation	Coef	Vi(t)×coef	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	806,375	/	/	3047,05	/
Poids des terres	1	595,5	/	4,5	2679,75	/
Poussée des terres	1	/	230,4	4,6	/	1059,84
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	29,73	9	/	267,57
Poussée de la surcharge verticale	1	38,4	/	6,15	236,16	/
Réaction du tablier	1	415,8	/	1,55	644,49	/
Variation linéaire	0,5	/	5,02	8,48	/	42,6
Surcharge A(L)	0,6	122,6	/	1,55	190,02	/
Freinage B _c	0,6	/	18	8,48	/	152,64
Surcharge du trottoir	0,6	4,22	/	1,55	6,54	/
séisme	1	/	3,365	8,48	/	28,54
Total	/	1982,9	286,52		6804,01	1551,2

▪ **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{6804,01}{1551,2} = 4,39 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{1982,9}{286,52} = 6,9 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

VI.6.4.Vérification des contraintes sous la semelle

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} \geq 0$$

1^{er} cas : Cas normale :

$$\sigma_{\max} = \frac{2109,705}{9 \times 14} + \frac{7000,57}{14 \times 9^2} = 22,92 \text{ t/m}^2 \leq 25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2109,705}{9 \times 14} - \frac{7000,57}{14 \times 9^2} = 10,57 \geq 0$$

2^{ème} cas : cas accidentelle :

$$\sigma_{\max} = \frac{1982,9}{9 \times 14} + \frac{6804,01}{14 \times 9^2} = 21,74 \text{ t/m}^2 \leq 25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1982,9}{9 \times 14} - \frac{6804,01}{14 \times 9^2} = 9,74 \geq 0$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable.

VI.7.Conclusion

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou, à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- la nature et le mode construction du tablier ;
- les contraintes naturelles du site ;
- les contraintes fonctionnelles du projet.

Chapitre 7

ETUDE MANAGÉRIALE

VII.1. Introduction

Notre but dans cette étude est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

Dans ce chapitre on a essayé de comparé entre 3 variantes sont les suivants :

- 1^{er} variante : un pont à poutre en béton armé
- 2^{ème} variante : un pont à poutre en béton précontrainte
- 3^{ème} variante : un pont mixte bi-poutre

Les deux premières variantes ont été déjà étudié par Chikh Mohammed Hichem et Benazzouz Mohammed en 2015, notre étude consiste a une conception d'un modèle de pont mixte et sa comparaison avec les deux ponts précédemment étudiés.

VII.2. Management De Projet

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences telles que les contraintes de délais, de couts et de ressources. [15]

La réalisation d'un projet demande l'application d'un cycle de gestion qui assure une maîtrise efficace du contenu, des délais, des coûts et de la qualité d'un projet, et ce, du moment de sa recevabilité (début du projet) jusqu'à son évaluation finale (fin du projet).



Figure VII. 1: Triangle d'or du projet

VII.3. Définir des WBS

La WBS (Works breakdown structure) est la structure hiérarchique des tâches du projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet.

La conception de la WBS passe par

- L'établissement d'une liste des résultats de travail (livrables) les + importants du projet
- La division (si nécessaire) de ces livrables en sous-ensembles
- Pour chaque livrable et sous-livrable, le listage des activités qui sont nécessaires à sa réalisation
- La possibilité de diviser des activités en sous-activité

VII.4.Liste des ressources

A cette partie on va essayer de citer une liste détaillée de toutes les ressources nécessaires pour achever le projet.

Catégoriser les ressources :

- Ressources humaines,
- Ressources matérielles,
- Ressources en matériaux.

Quantifier les ressources :

On affecte un cout à chaque ressource qui est mesuré généralement par :

- Les ressources humaines DA/h
- Les équipements DA/h
- Les matériaux DA/ (quantité et volume)

VII.4.1.Les ressources humaines

Après l'assemblage de tous les renseignements, nous sommes prêts à construire l'annexe de ressources.

Le tableau des ressources humaines est en commun entre les trois variantes

Tableau VII.1 : Tableau de ressources humaines [15]

DESIGNATION	NB.H	DA/H	U	Total (Mois)	
				NBR.	MONTANT(DA)
Chef de chantier	190	132,00	H	1	25 080,00
Ingénieur de projet	190	132,00	H	1	25 080,00
01 EQUIPE (FOND)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120 ,00
Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955.40

01 EQUIPE (ELEV)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120,00
Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955,40
EQUIPE (PREFA)					
Chef d'équipe	190	125,00	H	1	23 750,00
Coffreur	190	111,69	H	6	127 326,60
Ferrailleurs	190	112,00	H	4	85 120,00
Manœuvré	190	109,61	H	6	124 955,40
				TOTAL	1 133 613,00

VII.4.2. Les ressources matérielles

Pour réaliser un pont il faut voir les ressources matérielles utiles par exemple : (les engins, les groupes électrogènes.etc.), qui se varient selon le type de pont proposé.

Pour la 1^{er} et la 2^{ème} variante voir l'annexe 2

Tableau VII.2: Tableau de ressources Matérielles du pont mixte

DESIGNATION	DA/H	Total (Mois)	
		NBR	Montant (DA)
Veh, liaison (1)	250,00	120	30 000,00
Groupe électrogène	800,00	180	144 000,00
Foreuse	950,00	288	273 600 ,00
Malaxeur	1 196,00	185	221 260,00
Coffrage dalle			50 000,00
Coffrage			50 000,00
Barraqué			50 000,00
Gasoil			50 000,00
Quincaillerie			30 000,00
Groupe de soudure	150,00	185	27 750,00
01- Compresseur	500,00	185	92 500,00

01-Betonniere	2400	185	444 000,00
01-Camion 10 T	900	45	40 500,00
01-Camion 2T5	450	45	20 250,00
01-Grue mobile 25T	2 200	100	220 000,00
01-Grue mobile 65T	3 000	24	72 000,00
Mise en place des poutres	1750	40	70 000,00
Lançage de tablier métallique	1000	270	270 000,00
TOTAL			2 155 860,00

VII.4.3. Les ressources consommables

L'étude des ressources consommables est importante lors de la réalisation d'un pont.

Le tableau VII.7 montre les ressources consommables du pont mixte.

Pour la 1^{er} et la 2^{ème} variante voir l'annexe 2

Tableau VII.3: tableau de ressources consommables du pont mixte

Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
<i>Installation de chantier</i>	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
<i>Etude d'exécution</i>	F	1	400 000,00	2 000 000,00
<i>Forfait d'épreuve général de l'ouvrage</i>	F	1	1 200 000,00	1 200 000,00
<i>Déblai pour fouille</i>	M ³	1500	550,00	825 000,00
<i>Remblais derrière culées</i>	M ³	1000	950,00	950 000,00
<i>Béton de propreté</i>	M ³	50	7 500,00	375 000,00
<i>Béton pour pieux Ø400</i>	M ³	160	58 000,00	9 280 000,00
<i>Aciers pour pieux</i>	Kg	30000	120,00	3 600 000,00
<i>Béton pour semelles</i>	M ³	150	15 000,00	2 250 000,00
<i>Aciers pour semelles</i>	Kg	28000	120,00	3 360 000,00
<i>Béton pour culées</i>	M ³	210	15 500,00	3 255 000,00
<i>Aciers pour culées</i>	Kg	32000	125,00	4 000 000,00
<i>Béton pour hourdis</i>	M ³	150	16 000,00	2 400 000,00
<i>Aciers pour hourdis.</i>	Kg	30000	128,00	3 840 000,00

<i>Prestation matière</i>	kg	270000	180,00	48 600 000,00
<i>Chape d'étanchéité</i>	M²	700	1 800,00	1 260 000,00
<i>Chape de protection</i>	M²	700	3 500,00	2 450 000,00
<i>Peinture bitumineuse</i>	M²	1000	550,00	550 000,00
<i>Fourniture et pose de garde-corps</i>	ML	200	12 000,00	2 400 000,00
<i>Fourniture et pose de joint de chaussées</i>	ML	14	53 000,00	742 000,00
<i>Mise en place d'appareils d'appuis</i>	U	12	75 000,00	900 000,00
<i>Coffrage en fondation</i>	M²	240	1 200,00	288 000,00
<i>Coffrage en élévation</i>	M²	3600	1 500,00	5 400 000,00
<i>Fourniture et mise en place de glissière de sécurité</i>	ML	400	5 500,00	2 200 000,00
<i>Béton pour MS prolongement des murs en retour côté nord.</i>	M³	300	32 500,00	9 750 000,00
Montant en HT				105 770 000,00
TVA 17%				17980900,00
Montant en TTC				123750900,00

VII.4.4. Le cout total de projet de trois variantes

Le cout total de projet de chaque variante a été montré dans ce tableau :

Tableau VII.4: tableau de cout total des trois variantes

	Variante 1 (pont à poutre en béton armé)	Variante 2 (pont à poutre en béton précontrainte)	Variante 3 (pont mixte bi-poutre)
Masse salariale(DA)	7 821 929,7	7 368 484,5	6 197 084,5
Consommables(DA)	130 078 260,00	139 859 460,00	123750900,00
Matériels(DA)	1 818 860,00	1 920 560,00	2 155 860,00
S/total(DA)	139 719 049,70	149 148 504,5	132 103 844,5

VII.5.Analyse multicritère

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en cinq points importants :(cout, Délai, exécution, entretien, esthétique)

Le délai de trois variantes est détaillé dans l'annexe 3.

Tableau VII.5: Analyse multicritère

Critère	coefficient	Pont en B.A	Pont en B.P	Pont mixte B-P
Economie	5	4(139 719 049,70DA)	3(149 148 504,5DA)	5(132 103 844,5DA)
Délai	4	3(207j)	4(195j)	5(164j)
exécution	3	5	3	4
entretien	2	4	5	3
esthétique	1	4	5	5
	Résultats	59	55	68

Tableau VII.6: Echelle de l'analyse multicritère

Echelle	5	4	3	2	1
mention	excellent	Très bonne	bonne	Moyenne	Pas bonne

VII.5.1.Présentation du choix

La présentation du choix de la solution retenue fait appel à l'esprit de synthèse et de compétence en communication afin de rendre évident le choix pour les décideurs. On privilégiera les représentations en mode graphique notamment au moyen de graphe Rader dont les branches représenteront les critères de choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle à privilégier.

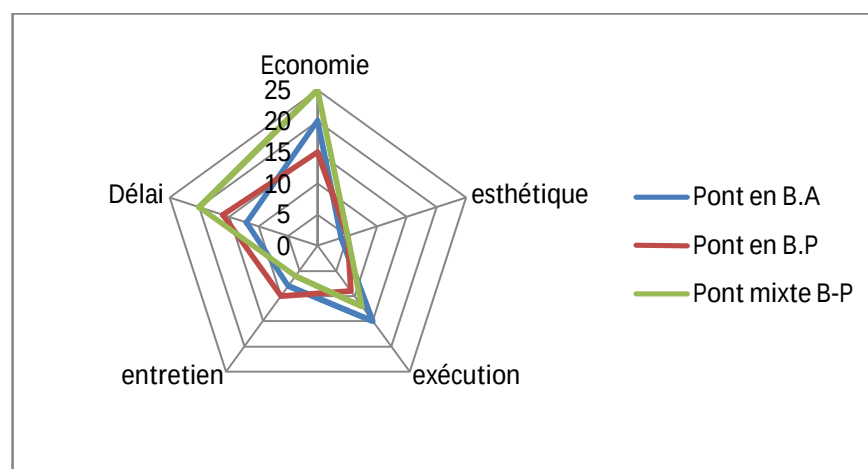


Figure VII.2: Présentation de choix par le graphique radar

a) 1^{ère} Variante:

Les points sensibles de cette variante sont : «l'esthétique et le délai ».

- Délai : la durée de construction est plus longue car le nombre de poutres à construire est très important, plus la durée de construction de la deuxième pile.
- Esthétique : mauvaise par rapport au béton précontraint.

b) 2^{ème} Variante :

Les points sensibles de cette variante sont : « L'économie, l'exécution et l'entretien».

- Economie : le procédé n'est rentable et économique que si le nombre de poutres à construire est important, et permet donc une industrialisation de la fabrication et amortissement du matériel utilisé.
- Exécutions : elle nécessite l'emploi d'un matériel spécial de mise en place des poutres sur leurs appuis et nécessite aussi l'occupation d'une aire de stockage et de fabrication suffisamment vaste.
- Entretien difficile pour les poutres en béton précontraint.

c) 3^{ème} Variante :

Les points sensibles de cette variante sont : « l'entretien».

- Entretien difficile dans les ponts mixtes et surtout l'entretien contre la corrosion.
- Il faut une surveillance exigée avec des visites périodiques.

VII.6. Avantages de la conception proposée avec une seule travée

Les avantages de ce choix sont les suivants :

-la solution pont mixte sans piles intermédiaires est la plus économique pour cette portée (60 mètres)

-l'ouverture de pont (pour le cours d'eau) est plus grande par rapport à la solution de plusieurs travées

VII.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale de trois variantes pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de chaque variante et comparer entre eux en utilisant l'analyse multicritère pour trouver la meilleure variante.

Après l'étude économique de ces variantes à notre avis le procédé de la variante 3 (pont mixte bi-poutre) est rentable et économique car les matériaux de construction sont disponibles et bien optimisés.

Finalement comme résultats on choisit la variante 3 parce qu'elle répond à la majorité des critères de management de projet.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la planification, la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé et le béton précontraint.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de bien visualiser le travail de planification, de conception et de calcul d'un ouvrage d'art. L'occasion nous a été donnée aussi d'acquérir des connaissances sur les logiciels (CSIBRIDGE, Auto CAD, Ms Project).

Après le pré dimensionnement du tablier pour deux variantes, notamment la poutre qui a été dimensionnée comme élément I ainsi que les entretoises conformément aux normes et réglementations, ce pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel 'CSIBRIDGE version 18'.

Le tablier a été modélisé par des éléments poutres «Frames» ce qui nous a permis de déterminer les poutres les plus sollicitées et de procéder par la suite au calcul béton armé pour les éléments en béton armé et aux vérifications nécessaires pour les éléments métalliques.

Nous avons procédé ensuite à une étude technico-économique en calculant le volume de béton, les quantités de ferrailage, et le tonnage d'acier sans oublier de considérer les paramètres de la durée et du coût.

Nous avons fait une synthèse pour trois variantes et nous avons comparé entre ces variantes avec une Analyse multicritère à partir des critères (Economie, Délai d'exécution, entretien, esthétique).

Après cette analyse la variante choisie est celle du pont mixte bi-poutre.

On retiendra principalement que :

Pour la 1^{ère} Variante, le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 206 jours et le coût global du projet peut être évalué à **139 719 049,70DA.**

Pour la 2^{ème} Variante, le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 195 jours et le coût global du projet peut être évalué à **149 148 504,5DA.**

Pour la 3^{ème} Variante, le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 164 jours et le coût global du projet peut être évalué à **132 103 844,50DA.**

Le rôle de l'ingénieur en génie civil n'est pas seulement le calcul, mais aussi il doit proposer des solutions raisonnables et efficaces sur terrain. En général une conception justifiée doit prendre en considération premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, ensuite la durabilité sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Christian KAMBALE SAA-MBILI; 2013 ; (projet de fin d'étude) : Etude d'un pont mixte acier-béton sur le ruisseau Oà`cha,(ISTDM Butembo).
- [2] Abdoulaye BIORO; 2007 ; (projet de fin d'étude) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou (université chikh anta diop de dakar, Sénégal).
- [3] Y.BELAIDI et S.MAHI;2015; (projet de fin d'étude); Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF
- [4] BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.), 1994 : Conception des ponts Presses des Ponts et Chaussées 620 624.1 20/01.
- [5] L.T.P.O., 2013 : Rapport d'étude géotechnique dossier G2458 sur la CW 100 au PK 98 oued tlat, Tlemcen, Algérie.
- [6] Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.Ministre des travaux publics.
- [7] Guide de Conception, 2011 : Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales
- [8] Guide technique Epreuve de Chargement des ponts-routes et passerelles, SETRA 2004.
- [9] Le Fascicule 61 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, et plus précisément.
- Titre II : Programme de charges et épreuves des ponts-routes ;
 - Titre V : Conception et calculs des ponts et constructions métalliques en acier ;
- [10] Fascicule 62 Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil-CET.
- [11] document technique : ponts mixtes recommandation pour maîtriser les fissurations des dalles, SETRA 1995.
- [12] Ait belkacem A et khadraoui.C ; 2008 ; (projet de fin d'étude) : Etude d'un pont mixte avec tablier bipoutre métallique a soudania entre la ville de zeralda et la ville de boudouaou (Ecole nationale des traveaux publiques)
- [13] F.BENHAMADI;2015; (projet de fin d'étude); Etude d'un ouvrage d'art à poutres préfabriquées par post-tension en béton précontraint sur voie ferrée.
- [14] Norme ISO 10006, in « <http://www.tarrani.net/shared/WBSRefGuide3.pdf> »;11/05/2016.
- [15] **S.E.R.O.R.**, 2015 „Etude et réalisation d'un ouvrage d'art sur la CW 100 au PK 98 oued tlat, Tlemcen, Algérie.

Les règlements :

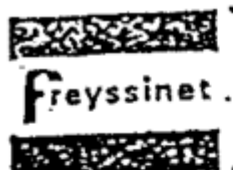
- **RPOA** : Règle parasismique applicable au domaine de génie civil (ponts neufs).
- **RCPR** : Règle définissant les Charges a appliqué pour le calcul et les épreuves de Ponts Routes.
- **BAEL** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites.
- **CCM97** : Règles de conception et de calcul des structures en acier.

Les Logiciels :

- CSIBRIDGE 2016
- BA_RECT: FERRAILLAGE.
- AUTO CAD 2008 : DESSIN.
- MS PROJECT 2013

ANNEXE

Annexe 1 : catalogue des appareils d'appuis normalisés en élastomère fretté
FREYSSINET



APPAREILS D'APPUI NORMALISES EN ELASTOMERE FRETTE

Tableau des dimensions normalisées et principales performances

DIMENSIONS NORMALISEES

nombre de feuillets caoutchouc frette

	2 (8 + 2)	3 (8 + 2)	4 (8 + 2)			
100 x 150	X					
100 x 200	X					
150 x 200	X	X				
150 x 250	X	X				
150 x 300	X	X				
200 x 250		X	X			
200 x 300		X	X			
200 x 350		X	X			
200 x 400		X	X			

	3 (10 + 3)	4 (10 + 3)	5 (10 + 3)			
250 x 300	X	X				
250 x 400	X	X				
300 x 400	X	X	X			
300 x 500	X	X	X			
300 x 600	X	X	X			

	3 (12 + 3)	4 (12 + 3)	5 (12 + 3)	6 (12 + 3)	7 (12 + 3)	8 (12 + 3)
350 x 450	X	X	X			
400 x 500		X	X	X		
400 x 600		X	X	X		
450 x 600		X	X	X	X	
500 x 600			X	X	X	X

		4 (15 + 4)	5 (15 + 4)	6 (15 + 4)	7 (15 + 4)	
600 x 600		X	X	X	X	
600 x 700		X	X	X	X	
700 x 700			X	X	X	

Annexe 2 :les tableaux des ressources matériels et consommables du deux premiers variantes

Tableau de ressources matériels 1^{ere} Variante

DESIGNATION	DA/H	Total (Mois)	
		NBR	Montant (DA)
Veh, liaison (1)	250,00	120	30 000,00
Groupe électrogène	800,00	180	144 000,00
Foreuse	950,00	288	273 600 ,00
Malaxeur	1 196,00	185	221 260,00
Coffrage poutre			50 000,00
Coffrage			50 000,00
Barraqué			50 000,00
Gasoil			50 000,00
Quincaillerie			30 000,00
Groupe de soudure	150,00	185	27 750,00
01- Compresseur	500,00	185	92 500,00
01-Bétonnière	2400	185	444 000,00
01-Camion 10 T	900	45	40 500,00
01-Camion 2T5	450	45	20 250,00
01-Grue mobile 25T	2 200	100	220 000,00
01-Grue mobile 65T	3 000	35	105 000,00
TOTAL			1 818 860,00

tableau de ressources consommables 1^{ere} Variante

Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
<i>Installation de chantier</i>	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
<i>Etude d'exécution</i>	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
<i>Forfait d'épreuve général de l'ouvrage</i>	F	1	1 200 000,00	1 200 000,00
<i>Déblai pour fouille</i>	M³	1500	550,00	825 000,00
<i>Remblais derrière culées</i>	M³	1000	950,00	950 000,00

<i>Béton de propreté</i>	M³	50	7 500,00	375 000,00
<i>Béton pour pieux Ø400</i>	M³	320	58 000,00	18 560 000,00
<i>Aciers pour pieux</i>	Kg	52000	120,00	6 240 000,00
<i>Béton pour semelles</i>	M³	180	15 000,00	2 700 000,00
<i>Aciers pour semelles</i>	Kg	28000	120,00	3 360 000,00
<i>Béton pour piles.</i>	M³	250	15 500,00	3 875 000,00
<i>Aciers pour piles.</i>	Kg	35000	125,00	4 375 000,00
<i>Béton pour culées</i>	M³	200	15 500,00	3 100 000,00
<i>Aciers pour culées</i>	Kg	30000	125,00	3 750 000,00
<i>Béton pour hourdis</i>	M³	180	16 000,00	2 880 000,00
<i>Aciers pour hourdis.</i>	Kg	27000	128,00	3 456 000,00
<i>Béton pour chevêtre</i>	M³	60	15 500,00	930 000,00
<i>Aciers pour chevêtre</i>	Kg	10000	125,00	1 250 000,00
<i>Béton pour Poutres</i>	M³	360	62 500,00	22 500 000,00
<i>Aciers pour Poutres</i>	Kg	50000	164,00	8 200 000,00
<i>Chape d'étanchéité</i>	M²	700	1 800,00	1 260 000,00
<i>Chape de protection</i>	M²	700	3 500,00	2 450 000,00
<i>Peinture bitumineuse</i>	M²	700	550,00	385 000,00
<i>Fourniture et pose de garde-corps</i>	ML	200	12 000,00	2 400 000,00
<i>Fourniture et pose de joint de chaussées</i>	ML	14	53 000,00	742 000,00
<i>Mise en place d'appareils d'appuis</i>	U	36	62 000,00	2 232 000,00
<i>Coffrage en fondation</i>	M²	240	1 200,00	288 000,00
<i>Coffrage en élévation</i>	M²	3600	1 500,00	5 400 000,00
<i>Fourniture et mise en place de glissière de sécurité</i>	ML	400	5 500,00	2 200 000,00
<i>Béton pour MS prolongement des murs en retour côté nord.</i>	M³	300	32 500,00	9 750 000,00
Montant en HT				111 178 000,00
TVA 17%				18 900 260,00
Montant en TTC				130 078 260,00

Tableau de ressources Matériels 2^{eme} Variante

DESIGNATION	DA/H	Total	
		NBR	Montant (DA)
Veh, liaison (1)	250,00	120	30 000,00
Groupe électrogène	800,00	180	144 000,00
Foreuse	950,00	224	212 800,00
Malaxeur	1 196,00	185	221 260,00
Coffrage poutre			50 000,00
Coffrage			50 000,00
Barraqué			50 000,00
Gasoil			50 000,00
Quincaillerie			30 000,00
Groupe de soudure	150,00	185	27 750,00
01- Compresseur	500,00	185	92 500,00
01-Betonniere	2400,00	185	444 000,00
01-Camion 10 T	900,00	45	40 500,00
01-Camion 2T5	450,00	45	20 250,00
01-Verrain de terrage	6 000,00	45	270 000,00
01-Grue mobile 25T	2 200,00	100	220 000,00
01-Grue mobile 65T	3 000,00	25	60 000,00
TOTAL			1 920 560,00

tableau de ressources consommables 2^{eme} Variante

Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant(DA)
<i>Installation de chantier</i>	F	1	3 000 000,00	3 000 000,00
<i>Etude d'exécution</i>	F	1	2 000 000,00	2 000 000,00
<i>Forfait d'épreuve général de l'ouvrage</i>	F	1	1 200 000,00	1 200 000,00
<i>Déblai pour fouille</i>	M³	1500	550,00	825 000,00
<i>Remblais derrière culées</i>	M³	1000	950,00	950 000,00
<i>Béton de propreté</i>	M³	50	7 500,00	375 000,00

<i>Béton pour pieux Ø400</i>	M³	350	58 000,00	20 300 000,00
<i>Aciers pour pieux</i>	Kg	60000	120,00	7 200 000,00
<i>Béton pour semelles</i>	M³	200	15 000,00	3 000 000,00
<i>Aciers pour semelles</i>	Kg	30000	120,00	3 600 000,00
<i>Béton pour piles.</i>	M³	250	15 500,00	3 875 000,00
<i>Aciers pour piles.</i>	Kg	40000	125,00	5 000 000,00
<i>Béton pour culées</i>	M³	160	15 500,00	2 480 000,00
<i>Aciers pour culées</i>	Kg	22500	125,00	2 812 500,00
<i>Béton pour hourdis</i>	M³	180	16 000,00	2 880 000,00
<i>Aciers pour hourdis.</i>	Kg	27000	128,00	3 456 000,00
<i>Béton pour chevetre</i>	M³	70	15 500,00	1 085 000,00
<i>Aciers pour chevetre</i>	Kg	10500	125,00	1 312 500,00
<i>Béton pour Poutres</i>	M³	360	32 500,00	11 700 000,00
<i>Aciers pour Poutres</i>	T	54	130,00	7 020 000,00
<i>Les câbles 12 t 15</i>	T	16	600 000,00	9 600 000,00
<i>Chape d'étanchéité</i>	M²	700	1 800,00	1 260 000,00
<i>Chape de protection</i>	M²	700	3 500,00	2 450 000,00
<i>Peinture bitumineuse</i>	M²	700	550,00	385 000,00
<i>Fourniture et pose de garde-corps</i>	ML	200	12 000,00	2 400 000,00
<i>Fourniture et pose de joint de chaussées</i>	ML	14	53 000,00	742 000,00
<i>Mise en place d'appareils d'appuis</i>	U	16	62 000,00	992 000,00
<i>Coffrage en fondation</i>	M²	240	1 200,00	288 000,00
<i>Coffrage en élévation</i>	M²	3600	1 500,00	5 400 000,00
<i>Fourniture et mise en place de glissière de sécurité</i>	ML	400	5 500,00	2 200 000,00
<i>Béton pour MS prolongement des murs en retour côté nord.</i>	M³	300	32 500,00	9 750 000,00
Montant en HT				119 538 000,00
TVA 17%				20 321 460,00
Montant en TTC				139 859 460,00

Annexe 3 : les WBS et planning de réalisation de trois variantes.

ClicCours.com

Résumé :

Le but de ce mémoire est de faire une conception et une étude d'un pont mixte acier béton et de le comparer avec un pont à poutre en béton armé et un pont à poutre en béton précontrainte.

Il s'agit d'un ouvrage sur la CW N° 99 sur oued tleta nedroma wilaya de Tlemcen.

Nous avons procédé au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...).

On élabore dans ce travail, en première partie, une étude détaillée qui a été effectuée sur le comportement des éléments de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques. En seconde partie, on a fait une étude managériale pour déterminer la durée et le coût de trois variantes en utilisant le logiciel Ms Project.

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont mixte est beaucoup plus avantageuse qu'un pont en béton armé et en béton précontrainte en termes d'économie et de rapidité d'exécution.

Mots clés :

Pont, section mixte, modélisation numérique, management, coût, délai.

Abstract :

The object of this work is to achieve a conception and a study of a steel concrete composite bridge and compare them with a Reinforced Concrete Girder Bridge and Prestressed Concrete Girder Bridge

This Bridge is situated in the CW N 98 of Oued Tleta nedroma Tlemcen.

We proceed to the design of this project finally get a cheaper bridge, able to satisfy as much as possible any conditions imposed (economic, technical, and environmental

We developed at first a detailed study about the behavior of the elements of the bridge under different loads: permanent loads, action due to traffic overload and accidental actions as seismic. in second part, we did a managerial study to determine the duration and the cost of three variants using MS Project software.

The result obtained in this work shows that the variation of a steel concrete composite bridge is much more advantageous than a Reinforced Concrete Girder Bridge and Prestressed Concrete Girder Bridge in terms of economy and speed of execution.

Keywords: Bridge, composite section, numerical modeling, management, cost, time limit.

ملخص:

الهدف من هذه المذكرة هو تصميم و دراسة جسر مختلط الخرسانة و الصلب ومقارنته مع جسر بخرسانة مسلحة و جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد

يقع الجسر الذي نحن بصدد دراسته على الطريق الولائي رقم 98 في واد الثلاث ندرومة ولاية تلمسان.

قمنا بتصميم هذا الجسر من أجل التوصل لمشروع قادر على تلبية أكبر قدر ممكن من الشروط (اقتصادية, تقنية وبيئية...).

أولاً ، تبيننا دراسة تفصيلية حول سلوك عناصر الجسر تحت تأثير مختلف الأثقال : أثقال دائمة، الأثقال الناتجة عن حركة المرور و تلك العرضية كالزلازل. ثانياً نقوم بدراسة إدارية لتحديد مدة الإنجاز و سعر المتغيرات الثلاثة و هذا باستعمال برنامج MS Project.

ومن بعد تحليل النتائج النهائية نستنتج أن جسر و صلب أفضل من جسر بخرسانة مسلحة و جسر بخرسانة مسبقة الإجهاد من الناحية الاقتصادية وسرعة التنفيذ.

الكلمات الدلالية: جسر , المقطع المختلط صلب-خرسانة , نمذجة رقمية , إدارة , الوقت , التكلفة.