

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en :

Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : VOA

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT MIXTE

(Acier- Béton)

Présenté Par :

OKACHA Omelkheir

SELIBET ATTOU Hadjira

Soutenu le

Devant le jury composé de :

Mr AMARA Khaled

MAA

CUBBAT (Ain Témouchent) Président

Mr AMRAOUI Benamar

MAA

CUBBAT (Ain Témouchent) Examineur

Mr SAID Abderrahmane

MAA

CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur

Année universitaire 2017/2018

Remerciements :

On tient d'abord à remercier

Infiniment monsieur **SAID Abderrahmane**

Et monsieur **KADOUR Hakim.**

Pour leur grande responsabilité

Et pour tous les précieux conseils

Ainsi que leur orientation afin

D'achever ce travail.

On voudrait aussi remercier toutes

Les personnes qui ont participé de

Près ou de loin à cette recherche et à

L'élaboration de ce mémoire.

Dédicace :

Tout d'abord je remercie "ALLAH" qui m'a aide à terminer ce travail.

Je dédie ce travail a :

*Mes très chers parents **Houari** et **Amina** qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.*

*Mes chers frères **SALEM-IMEN-ZAKARIA**.*

*Cher mari **MOKHTAR**.*

*Mon amie d'enfance et mon binôme **HADJIRA**.*

Ma grande famille.

Tous mes amis

OKACHA Omelkheir

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Mes chers parents Ahmed et Zohra. Aucun hommage ne pourrait à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celui que j'aime beaucoup : tous mes frères ; mes sœurs ; mes nièces et neveux et toute ma famille.

A mon binôme Omel kheir et toute la famille OKACHA et toutes mes amies sans exception aussi que toute la promotion de 2018.

SELIBET ATTOU Hadjira

RESUME

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont mixte acier béton.

C'est un pont situé au niveau de la route nationale RN108 a oued ELMALAH AWRAS MAIDA la commune de Hammame Bouhdjar wilaya de Ain Temouchent.

L'objectif de ce memoire est la conception d'un pont qui répond aux critères (économiques, techniques, environnementales...), Suivant les différentes sollicitations à s'avoir (les actions permanentes, les actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles).

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel **MIDAS GEN**.

Mots clés:

Pont, pont mixte, acier, béton, poutre, modélisation.

Abstract

This Memory proposes the study of a steel concrete composite bridge.

This is located on national highway 108 in oued ELMALAH AWRAS MAIDA municipality of Hammam Bouhdjar wilayah of Ain Temouchent.

The goal of this project is to create a bridge meets the broadest possible terms (economic, technical, and environmental)

Under different loads: (permanent loads, action due to traffic overload and accidental actions as seismic).

A digital processing of modelling and analysis has been executed by the software **MIDAS GEN**.

المخلص

هذه المذكرة تقترح دراسة جسر مختلط الخرسانة و الصلب.

يقع هذا الجسر في الطريق الوطني رقم 108 في واد المالح أوراس المائدة بلدية حمام بوحجر ولاية عين تموشنت .

الهدف من هذا المشروع هو إنشاء جسر يستوفي اكبر قدر ممكن من الشروط (التقنية والاقتصادية والبيئية) تحت مختلف المؤثرات (مؤثرات دائمة، مؤثرات ناتجة عن شحنات العربات، ومؤثرات ناتجة عن الزلازل)

تمت المعالجة الرقمية والتحليلية بالاستعانة ببرنامج MIDAS GEN

Sommaire

Remerciements :	I
Dédicace :	II
Dédicace	III
RESUME	IV
Abstract.....	V
الملخص.....	VI
Liste des figures	XII
Introduction générale:	1
Chapitre I: GENERALITE	2
1. Introduction:	3
2. Définition d'un pont mixte:	3
3. But de l'étude:	3
4. Présentation de l'ouvrage:	3
4.1. Les caractéristiques de l'ouvrage:	3
5. Données fonctionnelles :.....	4
5.1 Tracé en plan:	4
5.2 Profil en Travers:.....	4
6. Données naturelles:	4
6.1. Données géologiques:	4
6.2. Données topographiques:.....	5
7. Caractéristiques des matériaux :.....	6
7.1. Béton:.....	6
7.2. Acier:.....	7
8. Logiciel de calcul:.....	8
CHAPITRE II : PONTS MIXTES	1

1. Introduction :	10
2. Définitions et différentes parties d'un pont :	11
3. Composition de l'infrastructure :	11
3.1. Les fondations :	11
4. Composition de la superstructure :	12
5. Présentation des ponts mixtes :	13
5.1. Les types de pont mixte :	13
6. Morphologie des ponts métalliques :	15
6.1. La morphologie des ponts mixtes à caisson :	17
7. Les appareils d'appuis :	18
Chapitre III : CONCEPTION	19
1. Introduction :	20
2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	20
3. Les critères de choix du type d'ouvrage :	20
4. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :	20
5. Conception de tablier :	20
5.1. Introduction :	20
5.2. Les avantages du bipoutre :	21
5.3. Inconvénients :	21
5.4. Pré dimensionnement du tablier :	22
5.4.1. Largeur de tablier :	22
6. Définition des charges et surcharges pour le pré dimensionnement :	25
6.1. Charges permanentes et les compléments des Charges permanentes :	25
7. Combinaison des charges :	27
Chapitre IV: PRE DIMENSIONNEMENT:	19
1. Charges et efforts longitudinaux:	29
2. Calcul d'une section mixte:	29
2.1. Hypothèse de calcul :	29
2.2. Caractéristiques de section mixte :	30
3. Etude des efforts appliqués à la section mixte :	33
4. Vérification des contraintes de cisaillement :	34
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER	35
1. Introduction :	36

2. Vérification de la section d'acier :	36
2.1. Géométrie de la section:	36
3. Etude de la stabilité des poutres :	37
3.1. La vérification au moment fléchissant :	37
3.2. La vérification de l'effort tranchant pour l'âme :	37
3.3. La vérification au voilement :	38
3.4. La vérification au déversement :	39
4. Les connecteurs :	40
5. Le choix du connecteur :	40
6. Principe du calcul :	41
6.2. Dimensionnement d'un goujon	42
4. Résistance d'un connecteur :	42
7. Glissement à l'ELU :	42
8. Assemblage :	43
8.1. Définition :	43
8.2. Définition du soudage :	43
8.3. Le Principe de soudage :	44
8.4. Différents joints de soudure :	44
8.5. Calcul des soudures :	44
9. Assemblage :	45
9.1. Assemblage des poutres :	45
9.2. Efforts résistant du boulon :	46
9.3. Couvre joint :	46
9.4. Vérification de la semelle supérieure:	47
9.4.1. Vérification des contraintes :	47
9.5. Vérification de la semelle inférieure:	48
9.6. Vérification de l'âme :	48
Chapitre VI : CALCUL DES SURCHARGES	19
1. Introduction :	51
2. Calcul des surcharges routières :	51
2.1. Surcharge A (I) :	51
2.2. Système de charges B :	53
2.3. La surcharge militaire :	57

2.4. Charges exceptionnelles :	59
3. les Surcharges sur trottoir :	59
4. Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage :	60
4.1. Surcharge du vent :	60
4.2. Le séisme :	60
Telle que g : accélération de la pesanteur	61
4. 3. Forces de freinage :	61
5. Combinaisons de charges :	62
1. Introduction :	64
2. Joint de chaussée :	64
2. Calcul du souffle des joints :	65
2.1. Rotation d'extrémité sous chargement :	65
2.2. Dilatation thermique :	65
2.3. Retrait :	65
2.4. Fluage :	65
3. Appareil d'appui :	66
3.1. Dimensions des appareilles d'appui :	67
3.2. Vérification des contraintes :	69
3.3. Dimensionnement des frettes :	70
4. Les dés d'appui :	71
4.1. Fonction des dés d'appui :	71
4.2. Dimensionnement des dés d'appuis	71
4.3. Ferrailage de dé d'appui:	72
Chapitre VIII : INFRASTRUCTURE	19
1. Introduction :	74
2. la pile :	74
2.1. Définition :	74
2.2. Critères de choix des piles :	74
2.3. Choix de la morphologie :	75
2.4. Pré dimensionnement de la pile :	75
2.5. Calcule des charges et surcharge :	76
2.6. Vérification de stabilité de la pile :	77
2.7. Ferrailage de la pile.....	78

3. La culée :.....	81
3.1. Définition :.....	81
3.2. Les différents types de culées :.....	81
3.3. Implantation des culées :	81
3.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :.....	82
3.5. Vérification de Stabilité des culées :.....	85
3.5.1. Vérification au renversement	88
3.6. Ferrailage de la culée :.....	88
3.7. Combinaison d'actions:	90
Conclusion générale.....	91
Bibliographie	92

Liste des figures

Figure 1: Coupe transversale.....	4
Figure 2: Plan de situation du pont (maps.google.com)	5
Figure 3: Structure générale d'un pont.....	11
Figure 4: Exemple d'une poutre mixte	13
Figure 5 : Un exemple de pont mixte bipoutre.....	13
Figure 6: Pont mixte en caisson	14
Figure 7: Pont à poutrelles enrobées.....	15
Figure 8: Poutre PRS à l'atelier.....	15
Figure 9: Fils de goujons soudés sur la semelle supérieure d'une poutre	16
Figure 10: Ossature à entretoises.	17
Figure 11 : Caisson mixte	18
Figure 12: Cadre de raidissage d'un caisson	18
Figure 13 : Photo réelle d'un appareil d'appuis	18
Figure 14: Les caractéristiques dimensionnelles des poutres.....	22
Figure 15: les dimensions des poutres	24
Figure 16: LES EQUIPEMENTS DU TABLIER.....	26
Figure 17: Position du centre de gravité de section mixte.....	31
Figure 18 : La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant.	33
Figure 19: Photo représentative de voilement.....	38
Figure 20: Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton	40
Figure 21 : Connecteurs de type gougeons.....	41
Figure 22: goujon à tête	41
Figure 23: La connexion de la dalle avec la poutre	43
Figure 24: L'espace des boulonne	47
Figure 25 : Les caractéristiques du convoi Bc	53
Figure 26: Les dimensions de système Bt	56
Figure 27: Dimension de système Br.....	57
Figure 28: Dimensions de système Mc120	58
Figure 29: les dimensions de système D240	59
Figure 30: Carte de zonage sismique selon le RPA 99/2003	61
Figure 31: Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.	66
Figure 32: les dimensions de dés d'appui.....	71
Figure 33: Ferrailage de dé d'appui:.....	72
Figure 34: coupe transversale de la pile	75
Figure 35: Ferrailage de la pile	80
Figure 36: Morphologie de la culée choisie	82
Figure 37: Le corbeau	84
Figure 38: La culée	85

Liste des tableaux

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques de l'acier	7
Tableau 2: Les charges des éléments non porteurs.	27
Tableau 3: Coefficient d'équivalence	30
Tableau 4: Caractéristiques de la section mixte.	34
Tableau 5: paramètre dépendant de la nuance d'acier	45
Tableau 6 : Les valeurs de coefficient a_1	51
Tableau 7: Détermination de coefficient v_0	52
Tableau 8 : résultats de A (I)	52
Tableau 9 : les valeurs de coefficient b_1	54
Tableau 10: Charge maximum par essieu de B_c	55
Tableau 11: Les valeurs de coefficient b_t	55
Tableau 12 : Les Valeurs du coefficient d'accélération "A"	60
Tableau 13: Les Valeurs de coefficient de pondération	62
Tableau 14: Moments et efforts tranchants du chevêtre	78
Tableau 15: tableau d'implantation des culées	81
Tableau 16: Combinaison des charges avec la surcharge D240 dans les cas normal	86
Tableau 17: Combinaison des charges avec la surcharge D240 dans le cas séismique	87
Tableau 18: Tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables	87
Tableau 19 : Les valeurs de " M_p / k "	89

Liste des symbols:

S_a : Aire de charpente métallique

S_b : Aire de béton

A_V : Aire cisailée de charpente métallique.

E_{cm} : Module d'élasticité sécant du béton

E_a : Module d'élasticité de l'acier de charpente.

E_s : Module d'élasticité de l'acier des armatures passives.

F : Effort ; force appliquée.

I : Moment d'inertie

L_e : Portée équivalente

L : Portée ; longueur

M_{ed} : Valeur de calcul du moment

$M_{a,Ed}$: Valeur de calcul du moment appliqué à la section de charpente seule

$M_{c,Ed}$: Valeur de calcul du moment appliqué à la section mixte

$M_{el,Rd}$: Valeur de calcul du moment résistant élastique .

$M_{f,Rd}$: Valeur de calcul du moment résistant plastique des semelles seules.

$M_{pl,Rd}$: Valeur de calcul du moment résistant plastique.

RH : Humidité relative (en %)

S : Sollicitation, en valeur caractéristique, due au retrait T_0 Température de référence.

T_{ed} : Température de service .

T_k : Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux actions thermiques.

$T_{e,min}$: Composante de température uniforme minimale

T_{\min} : Valeur minimale de la température de l'air sous abri

N_l : Coefficient d'équivalence acier / béton à long terme p Périmètre de dalle.

Q_{fk} : Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux charges sur les trottoirs et pistes cyclables.

Q_{nom} : Charge linéique nominale due aux superstructures.

Q_{\min} : Charge linéique minimale due aux superstructures.

Q_{\max} : Charge linéique maximale due aux superstructures

v_{Ed} : Valeur de calcul du flux de cisaillement.

w : Largeur de chaussée entre dispositifs de sécurité.

W_{\max} : Valeur limite d'ouverture de fissure.

Y : Position d'un centre de gravité d'une section.

α : Facteur ; angle ; pourcentage de hauteur comprimée.

A_{cc} : Coefficient sur la résistance en compression du béton.

α_{Qi} : Coefficient d'ajustement sur une charge concentrée TS de LM1.

A_{qi} : Coefficient d'ajustement sur une charge répartie UDL de LM1.

A_{qr} : Coefficient d'ajustement sur la charge répartie de l'aire résiduelle de LM.

A_{th} : Coefficient de dilatation thermique de l'acier.

α_{th} : Coefficient de dilatation thermique du béton.

β : Facteur de pondération ; facteur de réduction pour le traînage de cisaillement.

β_{as} : Fonction d'évolution du retrait endogène dans le temps.

β_{ds} : Fonction d'évolution du retrait de dessiccation dans le temps.

β_Q : Coefficient d'ajustement sur la charge concentrée LM2.

X : Facteur de réduction.

P : Coefficient de réduction ($\leq 1,0$) pour aire efficace de charpente.

P_c : Coefficient de réduction pour largeur efficace.

P_s : Pourcentage d'armature passive dans une section de béton.

σ_{cr} : Contrainte normale critique de voilement.

σ_E : Contrainte critique d'Euler.

σ_{Ed} : Contrainte longitudinale de calcul dans une section .

τ : Cisaillement critique de voilement Ed τ Cisaillement de calcul dans une section.

Introduction générale:

Les ouvrages d'art sont parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine.

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 les embouteillages.

Pour y remédier et pour une adaptation parfaite ; elle a fait élargir le réseau routier en construisant des routes, des autoroutes, trémies et des ponts.

La durée des travaux Lors de la construction de nouveaux ouvrages d'art ainsi que lors de travaux de rénovation ou de remplacement de ponts existants, influence considérablement non seulement les coûts en ajoutant les nuisances générées par le chantier (bruit, pollution, embouteillages, déviations de trafic). Il est donc intéressant de projeter des ouvrages permettant une durée de construction aussi courte que possible. Les ponts mixtes acier - béton répondent très bien à ce besoin.

La conception d'un pont a de nombreux paramètres liés au site, au pays à l'urbanisme et elle doit satisfaire un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles et dimensionnelles (la voie portée, profil en travers, profil en long,...) et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement aussi que la nature du sol qui influent sur sa conception.

L'objectif de ce mémoire s'articule sur l'étude technique d'un pont mixte bipoutre franchissant Oued El Malah à l'Ouras El Maïda.

Chapitre I: GENERALITE

1. Introduction:

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, route, voie ferrée, canal,...etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

2. Définition d'un pont mixte:

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels 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.

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

3. But de l'étude:

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont projeté au niveau de la wilaya d'Ain temouchent dans la région de hammam bouhdjar vers chaabat.

4. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage se trouve à la sortie du village Oures El Maïda vers Oran en franchissant la RN 108 avec longueur une totale de 81 m composé de trois travées de 27 m, chaque travée est constituée de 12 poutres.

4.1. Les caractéristiques de l'ouvrage:

- Longueur : 81 m.
- Largeur de tablier : 11m.
- La pente : 12°.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- ✓ Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- ✓ Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

5. Données fonctionnelles :

5.1 Tracé en plan:

Est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 81m.

Voir annexe.

5.2 Profil en Travers:

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable: $L_r = 8$ m
- Largeur utile : $L_u = 11$ m
- Largeur du trottoir : $l = 1.5$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies.
- Devers unique de 2.5%

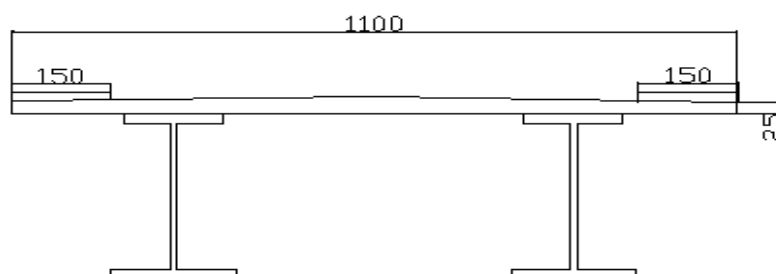


Figure 1: Coupe transversale.

6. Données naturelles:

6.1. Données géologiques:

En se référant à la carte géologique, et aux levées de coupes on constate que l'assise la plus ancienne du secteur d'étude est marqué par bancs massifs calcaires poreux de type travertins alternés par endroit par de joint marnés ces derniers entrants dans la séries Marno-calcaire du miocène supérieur. L'ensemble est couvert par couche superficielle d'argiles sableuses du quaternaire.

6.2. Données topographiques:

Notre secteur d'étude est inclus dans la partie Nord-est de la ville d'Ain temouchent, à l'Ouest du village de Hammam Bouhdjar, à proximité du village Oures El Maïda. Il s'agit d'un ouvrage d'art franchissant Oued El Maleh reliant la RN108 (commune de Chaâbet El Hamm) à la RN95 (village de Hammam Bouhdjar).

Elle s'élève de 105m par rapport au niveau de la mer.

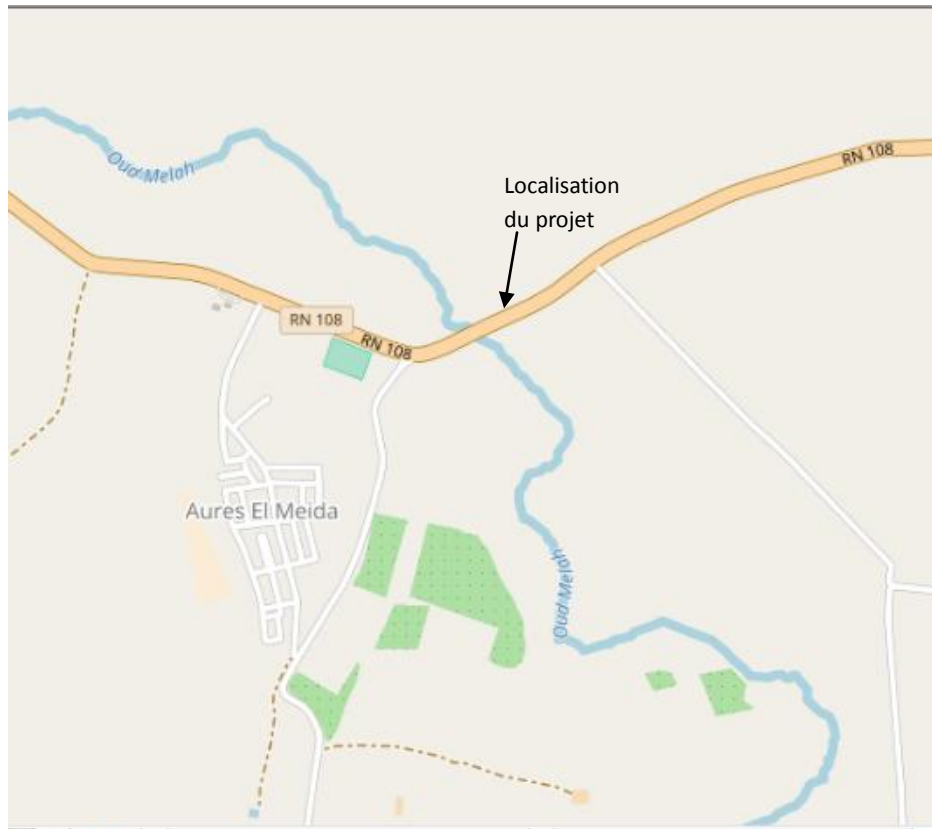


Figure 2: Plan de situation du pont (maps.google.com)

7. Caractéristiques des matériaux :

7.1. Béton:

La résistance a la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Caractéristiques mécaniques du béton :

Résistance (MPa)	R N 27
les éléments	Touts les éléments du pont Culées, semelles, et dalles de transition ; Barrières et supports de barrières, trottoirs et autres éléments.

La résistance a la traction :

La résistance à la traction est liée à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour tablier)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa (pour l'infrastructure)}$$

La contrainte limite de compression à l'état limite ultime :

$$F_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \Gamma_b$$

$\theta = 1 \rightarrow$ la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée $>24h$,

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

$\theta = 0.85 \rightarrow$ lorsqu'elle est $< 1h$.

γ_b : coefficient de sécurité égal a:

1,0 en situations accidentelles.

1,15 en situations durables ou transitoires

-Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

-Module de déformation différée (longue durée $< 24h$) : $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

7.2. Acier:

Module de déformation élastique	Es	$2.0 \cdot 10^5$ Mpa
Limite élastique : Barres lisses(FeE235)	Fe	235 Mpa
Limite élastique : Acier tors (FeE500-III)	Fe	500 Mpa
Limite élastique : Treillis soudé (FeE500-II)	Fe	500 Mpa
Poids volumiques	γ	7850 kg/m^3

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques de l'acier

8. Logiciel de calcul:

Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisit d'utiliser le logiciel

MIDAS GEN

Est un logiciel d'ingénierie de pont qui a offre plus de confidentialités pour la conception ou les ponts et les structures civiles. Il dispose d'une interface distinctivement conviviale et de fonction de conceptions optimales pouvant prendre en compte les étapes de construction et les propriétés dépendant du temps. Ses fonctions de modélisation et d'analyse hautement développées permettent aux ingénieurs de surmonter les défis communs et les inefficacités de l'analyse par éléments finis. Avec Midas Gen, on peut créer des designs de haute qualité avec des niveaux d'efficacité et de précision sans précédant.

CHAPITRE II : PONTS MIXTES

1. Introduction :

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. ^[1]

Avec l'invention de l'acier au XVIII^e 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

2. Définitions et différentes parties d'un pont :

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

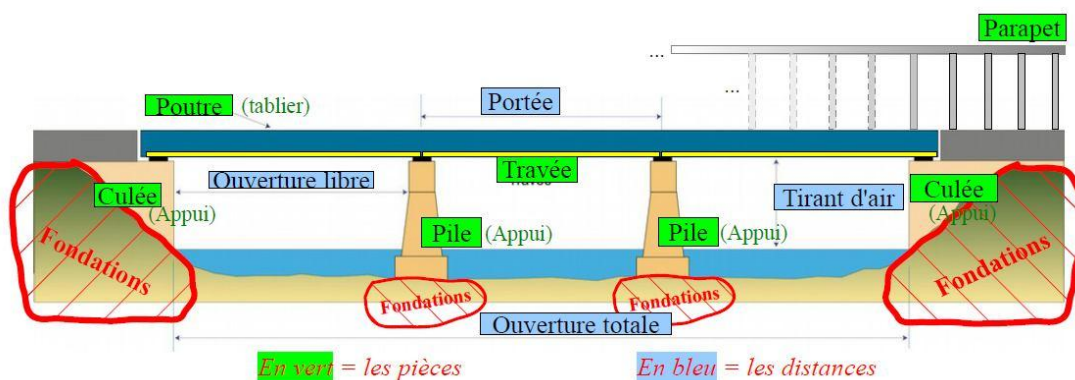


Figure 3: Structure générale d'un pont

3. Composition de l'infrastructure :

3.1. Les fondations :

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]

4. Composition de la superstructure :

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.

***Poutres principales** : Les efforts dus au poids propre (de la dalle, 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.

***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 trottoirs
- Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)
- Les corniches
- Les joints de chaussée

5. Présentation des ponts mixtes :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

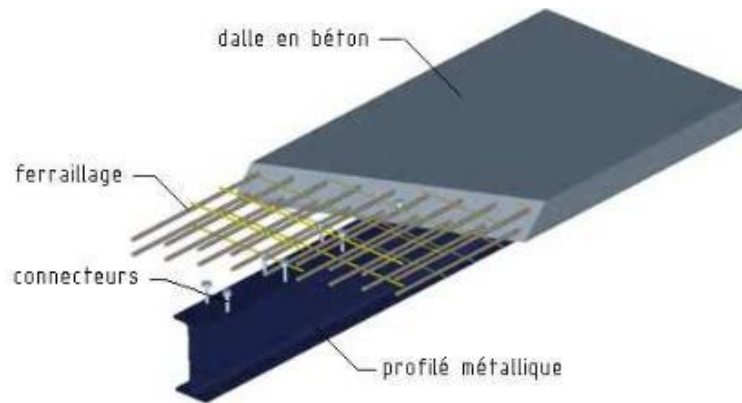


Figure 4: Exemple d'une poutre mixte

5.1. Les types de pont mixte :

- Ponts mixtes de type bipoutres :

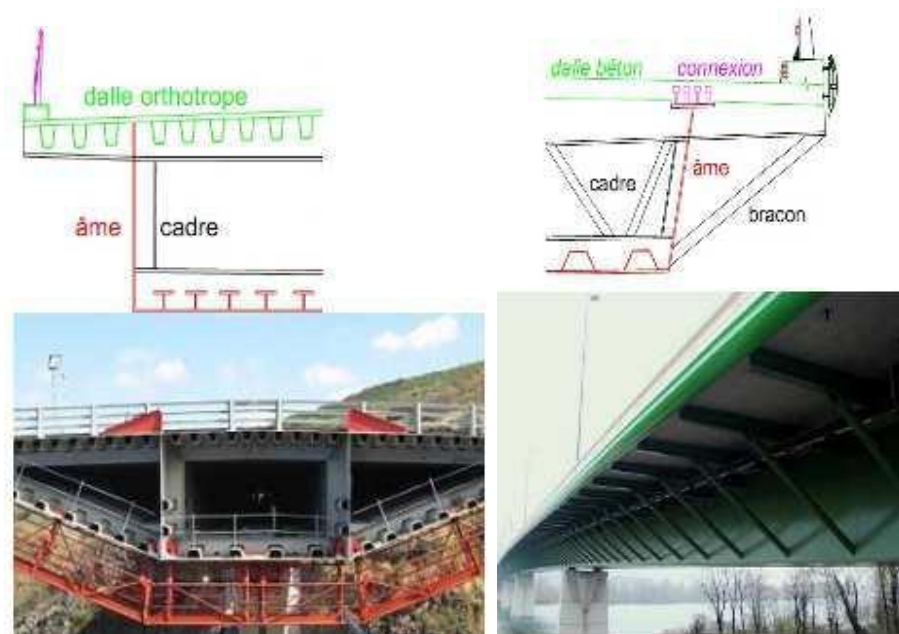
La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.



Figure 5 : Un exemple de pont mixte bipoutre

➤ Ponts mixtes en caisson :

Le tablier des ponts mixtes en caisson est composé de voussoirs évidés liaisonnés les uns aux autres, pouvant être de hauteurs variables ou fixes selon leurs dispositions le long du tablier



(a) avec dalle orthotrope

(b) avec dalle en béton et connexion

Figure 6: Pont mixte en caisson

➤ Pont mixte 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 étaieement 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.

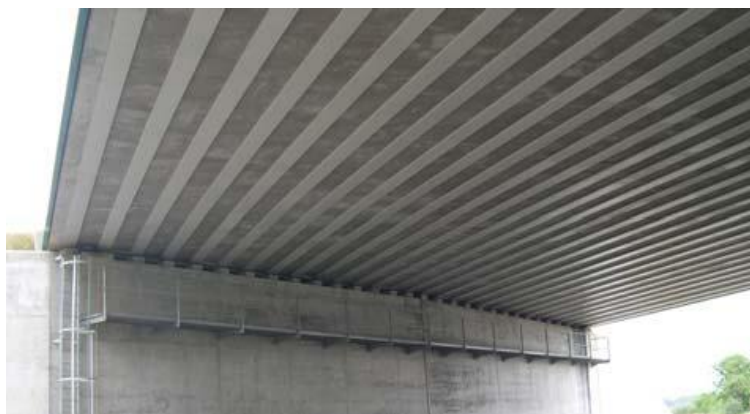


Figure 7: Pont à poutrelles enrobées.

6. Morphologie des ponts métalliques :

Dans le cas des ouvrages à poutres, la charpente métallique est constituée de poutres principales en acier, de hauteur constante ou variable, elles-mêmes obtenues par assemblage de tôles par soudure. On obtient des profilés reconstitués soudés (PRS), par opposition aux profilés standards réalisés par laminage.

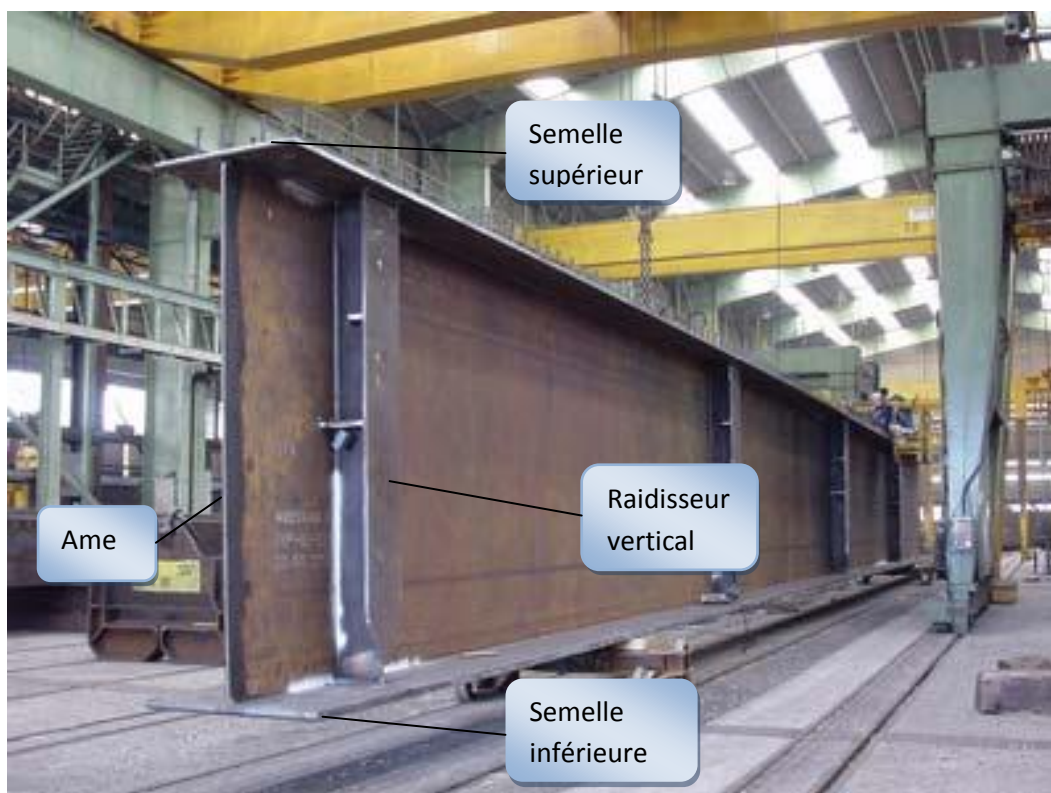


Figure 8: Poutre PRS à l'atelier

Ces poutres comportent une âme (tôle mince quasi verticale de 16 mm à 28 mm d'épaisseur) et deux semelles supérieures et inférieure dont l'épaisseur peut atteindre 150 mm. Leurs dimensions varient le long de l'ouvrage pour s'adapter aux efforts que subira le tablier.

Des connecteurs métalliques (goujons ou cornières) sont soudés sur la semelle supérieure en vue d'assurer la liaison entre la dalle et la charpente. Cette connexion est indispensable pour empêcher tout glissement ou soulèvement de la dalle par rapport aux poutres métalliques et garantir ainsi la participation effective du hourdis.



Figure 9: Files de goujons soudés sur la semelle supérieure d'une poutre

Les poutres principales sont reliées entre elles transversalement. Dans le cas d'un ouvrage mixte bipoutre, les poutres sont liaisonnées soit par des entretoises, non connectées à la dalle et espacées de 8 m environ), soit par des pièces de pont, connectées à la dalle et espacées de 4 m environ. Ces éléments sont des profilés en I (PRS ou profilés standards).

La reprise des efforts horizontaux transversaux en construction (vent) nécessite de réaliser un contreventement partiel ou général par des croix de Saint-André horizontales (barres ou cornières). Ce contreventement est laissé en place jusqu'à l'achèvement de la dalle. En service, le contreventement horizontal est assuré par la dalle elle-même.



Figure 10: Ossature à entretoises.

6.1. La morphologie des ponts mixtes à caisson :

La morphologie des structures en forme de **caisson** est assez différente. On a recours à ce type de structure lorsqu'il est nécessaire de résister à des effets de torsion, de réaliser des ouvrages plus minces ou de plus grande portée. La forme du caisson est par ailleurs séduisante sur le plan architectural.

La charpente métallique est alors constituée d'une tôle de fond, de deux âmes, généralement inclinées, et de deux semelles supérieures connectées à la dalle.

Une tôle supérieure peut également être prévue pour constituer un caisson métallique fermé. L'ensemble est raidi transversalement par la réalisation de cadres ou de diaphragmes (dans le cas des diaphragmes, on prévoit un trou d'homme permettant une circulation dans le caisson et l'accès à l'ouvrage depuis les abouts).

Un raidissage important renforce la tôle de fond de caisson fortement comprimée au voisinage des appuis, mais également en zone courante dans le cas d'ouvrages lancés. On rencontre différentes formes de raidisseurs en simple plat, en té ou en auget.



Figure 11 : Caisson mixte



Figure 12: Cadre de raidissage d'un caisson

7. 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.



Figure 13 : Photo réelle d'un appareil d'appuis

Chapitre III : CONCEPTION

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.

2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus technico-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.

L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

3. Les critères de choix du type d'ouvrage :

Le 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.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.

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

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

5. Conception de tablier :

Nous proposons la variante: pont mixte: bipoutre

5.1. Introduction :

Définition : dalle en béton + 2 poutres métalliques.

Dalle béton : en béton armé ou en béton précontraint coulé en place ou préfabriqué.

Connexion dalle-poutres : à l'aide de goujons.

Domaine d'emploi : portées comprises entre 30 et 80m.

Le tablier est constitué d'une dalle (de couverture) en béton connectée à 2 poutres métalliques (poutres sous chaussée), de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues. La dalle est en général en béton armé (parfois en béton précontraint)

5.2. Les avantages du bipoutre :

Pourquoi le bipoutre mixte ?

On pourrait se poser la question : pourquoi associer le béton et l'acier lors de la construction des ponts, pourquoi pas que des ponts en béton et/ou que des ponts en acier ?

L'acier et le béton sont utilisés en même temps car, une dalle en béton repose sur des poutres en acier. Or le béton résiste bien en compression et il ne résiste pas bien du tout en traction. Cela ne pose pas de problème pour la partie supérieure de la dalle mais bien pour la partie inférieure. D'où le rôle de l'acier qui résiste très bien en compression que en traction.

D'autre part ; il est également utilisé de ces nombreux avantages par rapport aux autres types de ponts :

- Facilité à la construction.
- Durée d'installation réduite.
- Durable dans le temps.
- C'est actuellement le type de tablier le plus économique.
- Réduction du tonnage d'acier.
- 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

5.3. Inconvénients :

Coût et entretien des joints de chaussée pour la structure isostatique.

Poids important au droit des poutres.

Fonctionnement du chevrete.

5.4. Pré dimensionnement du tablier :

5.4.1. Largeur de tablier :

Le tablier composé de 2 voies de 4m et 2 trottoirs de 1.5m de largeur chacun, la largeur totale de tablier est 11.00 m.

5.4.2. Longueur des travées :

Le tablier est composé de trois travées de 27 m.

5.4.3. La dalle :

- **L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est variable. Pour les tabliers à pièces de pont et à entretoises, l'épaisseur de la dalle varie entre 20 à 25 cm.

On prend une épaisseur $h_0=25\text{cm}$.

5.4.4. Les poutres :

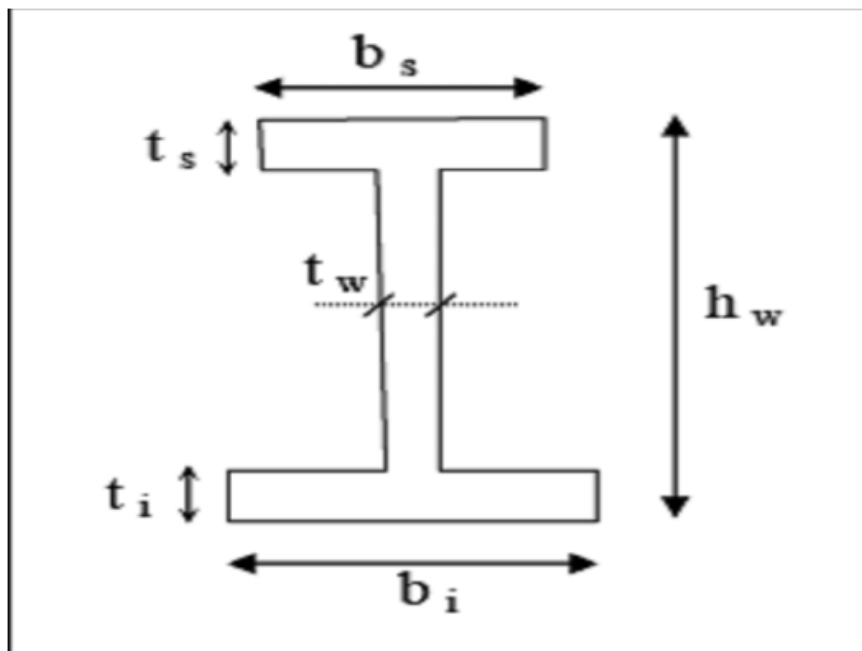


Figure 14: Les caractéristiques dimensionnelles des poutres

- **La hauteur des poutres (h_w) :**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport :

$$L/22^{[3]}$$

$$h_w = 27/22 = 1.22 \rightarrow h_w \approx 1.30 \text{ m}$$

$L =$ longueur de la portée principale.

- **Entraxe des poutres :**

D'après le guide **S.E.T.R.A** : l'écartement des poutres **a** est égale à 0,55 fois la largeur du tablier avec la largeur du tablier est égale à 11m.

$$a = 0,55 \times L$$

avec $L =$ largeur du tablier

$$a = 0,55 * 11 \rightarrow a = 6,05 \text{ m}$$

Or l'entraxe des poutres $a \in [7; 8]$

On prend $a = 7 \text{ m}$

- **Nombre des poutres :**

$$N = 11/7 = 1,57$$

Donc on adopte 2 poutres avec un espacement de : $a = 7\text{m}$.

- **Epaisseur de l'âme des poutres (t_w):**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Résistance au voilement.

En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12mm. ^[4]

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. L'épaisseur des âmes à mi-travée est comprise entre 16 et 18 mm.

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

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

- **Largeurs et épaisseurs des Semelles :** ^[5]

***Semelle supérieure:**

$$400\text{mm} \leq b_s \leq 800\text{mm} \quad \text{Donc on prend : } b_s = 600\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq t_s \leq 50\text{mm} \quad \text{Donc on prend : } t_s = 35\text{mm}$$

$$\frac{t_s}{b_s} \geq \frac{1}{21} \quad \text{Donc on prend : } t_s = 35\text{mm}$$

***Semelle inférieure :**

$50\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$ Donc on prend: $b_i=800\text{mm}$

$20\text{mm} \leq t_i \leq 50\text{mm}$

$\frac{t_i}{b_i} \geq \frac{1}{21}$ Donc on prend : $t_i= 40\text{mm}$

• **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.

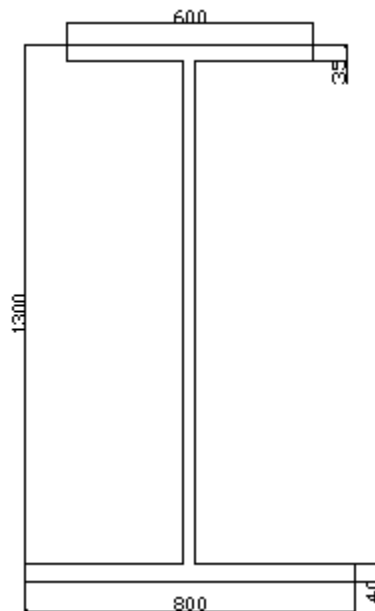


Figure 15:les dimensions des poutres

5.4.5. Entretoises :

On prend pour les entretoises pour notre cas des profilés métalliques IPE 600 dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A=156\text{cm}^2$$

$$I=92080\text{cm}^2$$

$$H=600\text{mm}$$

Espacement des entretoises compris entre 7 et 8 m. Nous prenons un espacement de 8 m.

6. Définition des charges et surcharges pour le pré dimensionnement :

6.1. Charges permanentes et les compléments des Charges permanentes :

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

1. Calcul des charges des éléments porteurs (charges permanentes appelées CP).

2. Calcul des charges des éléments non porteurs (Calcul des charges complémentaires permanentes CCP).

$$\text{Poids total du tablier : } G = CP + CCP$$

6.1.1. Les charges des éléments porteurs :

✓ Poids de la poutre :

$$P_t = (S) \cdot \gamma_s = 0.089 \cdot 27 \cdot 78.5 = 188.63 \text{ kN}$$

Donc le poids des deux poutres est :

$$P_T = P_t \cdot 2 = 188.63 \cdot 2 = 377.27 \text{ kN} = 37.27 \text{ t}$$

✓ Poids de la dalle :

$$P_D = e \cdot l \cdot L \cdot \gamma_s = 0.25 \cdot 11 \cdot 27 \cdot 25 = 1856.25 \text{ kN} = 185.625 \text{ t}$$

✓ Poids d'entretoise :

$$P_{\text{entretoise}} = 4 \cdot 7.85 \cdot 0.0156 = 0.48 \text{ t}$$

✓ Poids total de la dalle :

$$P_{TD} = \frac{37.27 + 185.625 + 0.48}{27} = 8.27 \text{ t/ml}$$

Donc : $C_P = 8.27 \text{ t/ml}$.

6.1.2. Les charges des éléments non porteurs :

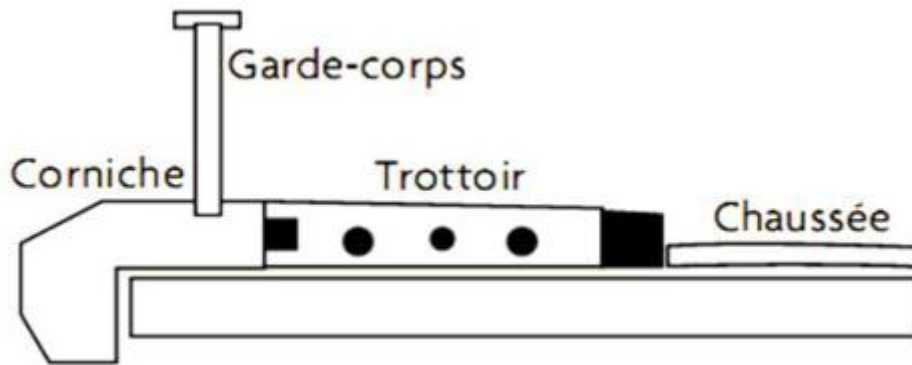


Figure 16: LES EQUIPEMENTS DU TABLIER

✓ **Les trottoirs :**

Pour un seul trottoir :

$$P_{tro} = l_{tr} * q_{tr}$$

P_{tr} = surcharge du trottoir

$$L_{tr} = l_{tr1} + l_{tr2} \text{ et } L_{tr1} = L_{tr2}$$

$$P_{tr} = 1.5 * 2 * 1.5 = 4.5 \text{KN/ml} = 0.45 \text{t/ml}$$

✓ **Les corniches :**

Pour une seul corniche : $P_c = 1.12 \text{t/m}$

Pour deux corniches : $p_c = 1.12 * 2 = 2.24 \text{t/m}$

✓ **Le revêtement :**

$$P_{rev} = 8 * 0.08 * 2.2 = 1.40 \text{t/ml.}$$

✓ **L'étanchéité :**

$$P_{et} = 0.03 * 2.2 * 11 = 0.726 \text{t/ml}$$

✓ **Les gardes corps :**

Pour un garde corps on a : $P_{gc} = 0.1 \text{t/ml}$

Pour deux gardes corps on a : $P_{gc} = 0.1 * 2 = 0.2 \text{t/ml}$

La superstructure	La charge (t/ml)
Trottoirs	0.45
Corniches	2.24
Revêtement	1.40
Etanchéité	0.726
Gardes corps	0.2
CCP= $\sum P$	5.01

Tableau 2:Les charges des éléments non porteurs.

7. Combinaison des charges :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature et on fait la combinaison de charge pour obtenir les efforts de sollicitation prépondérantes pour choisir la variante retenue : **ELU : 1.35G+1.6A(L)**

$$\mathbf{ELS : G+1.2A(L)}$$

Chapitre IV: PRE DIMENSIONNEMENT:

1. Charges et efforts longitudinaux:

- Les charges permanentes :

$$G = CP + CCP = 8.27 + 5.01 = 13.28 \text{ t/ml}$$

La charge qui revient a chaque poutre :

$$GP = 13.28/2 = 6.64 \text{ t/ml}$$

$$1,35 Gp = 8.964 \text{ t/ml}$$

- Les surcharges A (L) : (2 voies chargées une travée chargée)

$$A(L) = 7.84 \text{ t/ml.}$$

La surcharge A (L) qui revient à chaque poutre :

$$A(L) p = 7.84 / 2 = 3.92 \text{ t/ml}$$

$$1,6 A(L) = 12.544 \text{ t/ml}$$

2. Calcul d'une section mixte:

2.1. Hypothèse de calcul :

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 appliquées, pour cela nous supposons vérifier les deux hypothèses suivantes :

- 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 appelées « Connecteurs ».

- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, cette hypothèse fondé sur la relation contrainte déformation du matériau est linéaire, quelque soit le niveau de contraintes, le béton tendue doit être prise en compte ou négligé.

On a la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier : } (\delta l/l)_a = \sigma_a / E_a$$

$$\text{Pour le béton : } (\delta l/l)_b = \sigma_b / E_b$$

2.2. Caractéristiques de section mixte :

- La dalle participant:

Il convient de prendre la largeur participante de part et d'autre de l'âme en aciers égale à $l_0/8$, sans que cette valeur soit supérieure à la distance b_i .

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min(l_0/8, b_i)$$

$$b_{e1} = \min(l_0/8, b_1)$$

$$b_{e2} = \min(l_0/8, b_2)$$

b_{e1} , b_{e2} sont évalués indépendamment, b_i est la mi-distance entre l'âme de la poutre adjacente ou distance entre l'âme de la poutre et le bord libre de la dalle en béton ($b_i = b_1$ et b_2 respectivement)

l_0 : est égale à la longueur de porté. ^[6]

$$b_{ei} = \min(27/8, 2) = 2$$

$$b_{e1} = \min(27/8, 3.5) = 3.5$$

$$b_{\text{eff}} = 2 + 3.5 = 5.5\text{m}$$

D'après la première hypothèse :

$$(\delta/l)_a = (\delta/l)_b \rightarrow \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_b : module d'élasticité « efficace » du béton.

Ainsi, afin de tenir compte des variations d' E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation : ^[7]

Charge instantanée	Charge d'exploitation	6
Sollicitation	Champ d'application	N
Charge de longue durée	Charges permanents	18
Effets différés	Retrait et à la température	15

Tableau 3: Coefficient d'équivalence

- L'inertie de la section mixte :

Section homogène $S = S_a + S_b/n$ S_a :

Section d'acier. S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Position du centre de gravité de section mixte :

$$b. (S_b/n) + a. S_a = 0 \Rightarrow a = S_b .c / n .S$$

$$a + b = c \Rightarrow b = S_a.c / S$$

Donc: Inertie de la section mixte par rapport à son Centre de gravité G:

$$I = I_A + (I_B / n) + (S_a. S_b / n. S). c^2$$

I_A : moment d'inertie propre de l'acier par rapport à G_a .

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à G_b .

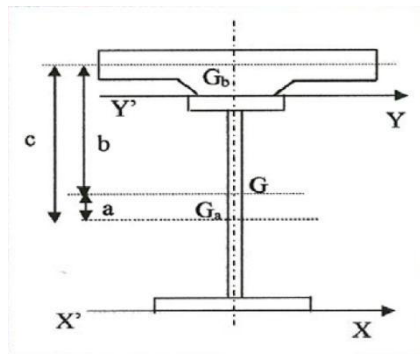


Figure 17: Position du centre de gravité de section mixte

➤ Caractéristiques géométriques du PRS:

*Centre de gravité: $Y_{G_a} = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 0.574 \text{ m}$

*Déterminons le moment d'inertie:

Le profilé étudié est un profilé en I et peut être décomposé en trois (03) sections rectangulaires distinctes, d'où on applique le théorème de Huygens.

$$I_{xx} = \sum \frac{b_i}{12} * h_i^3 + \sum (Y_{G_i} - Y_G)^2 * b_i * h_i$$

$$I_{xx} = [(0.8 * 0.040^3) / 12 + 0.8 * 0.040 * (0.574 - 0.020)^2] + [(1.225^3 * 0.030) / 12 + 1.225 * 0.030 * (0.574 - 0.6525)^2] + [(0.6 * 0.035^3) / 12 + 0.6 * 0.035 * (1.2825 - 0.574)^2] = 0.0251 \text{ m}^4$$

➤ Caractéristiques géométriques du section de béton:

$$Y_{G_b} = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 0.125 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 0.0071 \text{ m}^4$$

c : excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton)

$$c = 0.601 \text{ m}$$

➤ Caractéristiques géométriques de section mixte :

- Section homogène S :

$$S_n = S_a + S_b/n$$

S_a: section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Valeurs du coefficient d'équivalence « n »:

En accord avec le circulaire N° 70 du 14/11/64 le coefficient d'équivalence prend les valeurs suivantes :

- n= 8 pour les charges permanent avant durcissement de béton : c'est l'acier qui travaille seul.
- n=18 pour le complément de charges permanentes après le durcissement du béton.
- n= 15 pour les surcharges de longue durée (retrait et la différence de température).
- n= 6 pour les surcharges de court durée, ces surcharges étant roulantes et la dalle de béton qui reprendra une grande partie des efforts.

Donc la section homogénéisée de la poutre mixte.

$$S_a = 0.089 \text{ m}^2$$

$$S_b = 1.375 \text{ m}^2$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} S_{\infty} = 0.089 \text{ m}^2 \\ S_{18} = 0.165 \text{ m}^2 \\ S_{15} = 0.180 \text{ m}^2 \\ S_6 = 0.318 \text{ m}^2 \end{cases}$$

-Position du centre de gravité de section mixte :

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

$$a_n = S_b \cdot c / n \cdot S_n$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} a_{\infty} = 0.0 \text{ m} \\ a_{18} = 0.278 \text{ m} \\ a_{15} = 0.306 \text{ m} \\ a_6 = 0.433 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$b_n = Sa \cdot c / Sn$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} b_{\infty} = 0.601 \text{ m} \\ b_{18} = 0.324 \text{ m} \\ b_{15} = 0.297 \text{ m} \\ b_6 = 0.168 \text{ m} \end{cases}$$

-L'inertie de la section mixte :

Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravite **G** se donne par la formule suivant:

$$I = I_A + (I_B / n) + (Sa \cdot Sb / n \cdot S) \cdot c^2$$

$$\begin{cases} I_{\infty} = 0.0251 \text{ m}^4 \\ I_{18} = 0.040 \text{ m}^4 \\ I_{15} = 0.041 \text{ m}^4 \\ I_6 = 0.049 \text{ m}^4 \end{cases}$$

3. Etude des efforts appliqués à la section mixte :

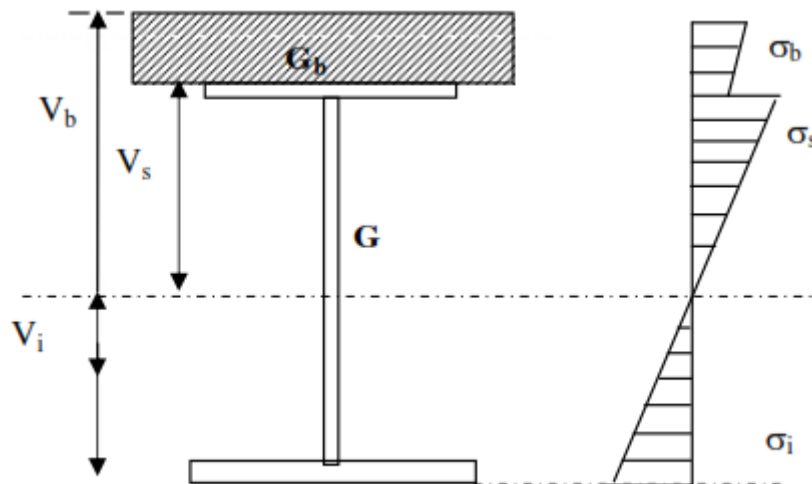


Figure 18 : La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant.

Les contraintes sont données par les relations suivantes :

- Acier : la contrainte dans l'acier est :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{a \text{ sup}} = \frac{M}{W_s} \quad \text{avec : } w_s = \frac{I}{V_s}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{a \text{ inf}} = \frac{M}{W_i} \quad \text{avec : } w_i = \frac{I}{V_i}$$

Béton : La contrainte dans le béton pour une charge uniformément répartie est donnée par :

$$\sigma_{B \text{ sup}} = \frac{M}{n \cdot W_B} \quad \sigma_{B \text{ inf}} = \frac{M}{n \cdot W_S} \quad \sigma_B = \frac{I}{V_b}$$

N	n = ∞	n = 18	n = 15	n = 6
Sn (m ²)	0.089	0.165	0.180	0.318
a _n (m)	0.00	0.278	0.306	0.433
b _n (m)	0.601	0.324	0.297	0.168
I _G (m ⁴)	0.0251	0.040	0.041	0.049
V _{bn} (m)	0.726	0.449	0.422	0.293
V _{sn} (m)	0.476	0.199	0.172	0.043
V _{in} (m)	0.824	1.101	1.28	1.257
W _s = $\frac{I}{V_s}$	0.052	0.201	0.238	1.139
W _i = $\frac{I}{V_i}$	0.030	0.036	0.032	0.038
W _b = $\frac{I}{V_b}$	0.034	0.089	0.097	0.167

Tableau 4:Caractéristiques de la section mixte.

4. Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement moyen due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition suivant:

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_y}{t_w * h_w} \leq 100 \text{ MPa (Sous sollicitation de service)}^{[8]}$$

Telle que : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau} = 0.45f_e$.

D'après les résultats donnés par logiciel MIDAS Gen: On a : l'effort tranchant maximum est égale: T_y = 932.19 kN

$$T_y = \frac{T_y}{A_w} = \frac{93.219}{0.035 * 1.225} = 2174.20 \text{ t/m}^2 = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.45 * 350 = 157.5 \text{ MPa} \geq 21.74 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicité e est **vérifié**.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

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 et les assemblages). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul. [9]

2. Vérification de la section d'acier :

2.1. Géométrie de la section:

$$H = 1300 \text{ mm}$$

$$H_w = 1225 \text{ mm} \quad t_w = 30 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = 800 \text{ mm} \quad t_{inf} = 40 \text{ mm}$$

$$B_{sup} = 600 \text{ mm} \quad t_{sup} = 35 \text{ mm}$$

➤ La classe de résistance :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

ϵ : coefficient de réduction plastique.

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

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.813$$

➤ Semelle :

$$\frac{b}{2t_f} \leq 14 \cdot \epsilon$$

$$\frac{800}{2 \cdot 40} \leq 14 \cdot \epsilon$$

$$10 \leq 11.38 \quad \longrightarrow \text{classe 3}$$

➤ Ame :

$$\frac{d}{t_w} \leq 83 \cdot \epsilon$$

$$\frac{1225}{30} \leq 83 \cdot \epsilon$$

$$40.83 \leq 83 \cdot \epsilon \quad \longrightarrow \text{classe 2}$$

Or on a une âme de classe 3 non enrobé \longrightarrow
 Alors on peut reclasser à la section 02 \longrightarrow

$d = 1225 > (2 \cdot 20 \cdot t_w \cdot \epsilon) = 975.6 \text{ mm}$
 Donc on a un profilé PRS de classe 02.

3. Etude de la stabilité des poutres :

$$M_{\max} = 12078.58 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 1070.18 \text{ kN}$$

3.1. La vérification au moment fléchissant :

Condition à vérifier :

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

$$M_{sd} = 12078.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{wpl * fy}{\gamma M0}$$

$$\gamma M0 = 1.1$$

$$Y = 0.574 \text{ m}$$

$$I_y = 0.0251 \text{ m}^4$$

$$wpl = \frac{I_y}{y}$$

$$wpl = \frac{0.0251}{0.574} = 0.04388 \text{ m}^3 = 43.88 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,rd} = (43.88 * 10^6) * 355 / 1.1$$

$$M_{pl,rd} = 14161.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12078.58 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 14161.27 \text{ kN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.2. La vérification de l'effort tranchant pour l'âme :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v * \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma M0}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$\text{Pour PRS : } A_v = [H - (t_{fs} + t_{fi})] * t_w = 36750 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{36750 * \frac{355}{\sqrt{3}}}{1.1} = 6847.505 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1070.18 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 6847.505 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$V_{sd} = 1070.18 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,rd} = 3423.75 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Pas d'influence sur le moment fléchissant

3.3. 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). [10]



Figure 19: Photo représentative de voilement

$$V_{bw,rd} = \frac{\chi_w * f_{yw}}{\gamma M 1 * \sqrt{3}} * h_w * t_w \quad [11]$$

$$K_\tau = 5.34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2$$

$$K_\tau = 5.34 + 4 \left(\frac{1.225}{8} \right)^2 = 5.43$$

$$\sigma_e = \pi^2 * E * t_w / 12 (1 - \nu)^2 * h_w^2$$

$$\sigma_e = \pi^2 * 210000 * 30 / 12 (1 - 0.3)^2 * 1225^2 = 7.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = K_\tau * \sigma_e$$

$$\tau_{cr} = 5.43 * 7.046 = 38.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\gamma} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}}$$

$$\bar{\gamma} = \sqrt{\frac{355}{38.25 \sqrt{3}}} = 2.31 > 1.08$$

$$\chi_w = \frac{1.37}{0.7 + \bar{\gamma}}$$

$$\chi_w = \frac{1.37}{0.7 + 2.31} = 0.45$$

$$V_{bw,rd} = \frac{0.45 * 355}{1 * \sqrt{3}} * 1.225 * 0.03 = 3.422 \text{ MN}$$

$$V_{sd} = 1070.18 \text{ kN} < V_{bw,rd} = 3422.81 \text{ MN}$$

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

3.4. 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 :

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

$$M_{b,rd} = \chi(lt) * \beta_w * f_y * \frac{wpl}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$\beta_w = 1$$

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

$$\varphi(lt) = 0.5 * [1 + \alpha_{lt} (\lambda(\bar{l}t) - 0.4) + \lambda(\bar{l}t)^2]$$

Pour les PRS :

$$\alpha_{lt} = 0.49$$

$$\lambda(\bar{l}t) = \sqrt{\frac{wpl * \beta_w * f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda(\bar{l}t) = \frac{\lambda lt}{\lambda(l)} * \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda(l) = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon = 76.34$$

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

Avec : $l_f = 27 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0251 * 10^{12}}{89750}} = 528.83$$

Donc : $\lambda_{lt} = \frac{27}{528.83} = 51.05$

Et : $\lambda(\bar{l}t) = \frac{51.05}{76.34} * 1 = 0.668 > 0.4$

$$\varphi(lt) = 0.5 * [1 + 0.49 * (0.668 - 0.4) + (0.668)^2]$$

$$\varphi(lt) = 0.79$$

$$\chi(lt) = \frac{1}{0.79 + \sqrt{(0.79)^2 - (0.668)^2}}$$

$$\chi(lt) = 0.825 < 1$$

$$M_{b,rd} = 0.825 * 1 * 136.77 * \frac{355}{1.1}$$

$$M_{sd} = 12078.58 \text{ kN.m} < M_{b,rd} = 36415.01 \text{ kN.m} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

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

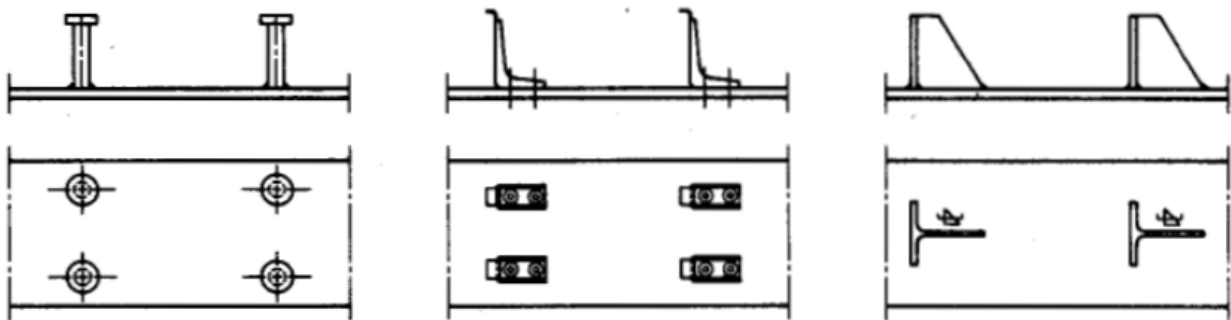
4. Les connecteurs :

Les connecteurs sont les éléments qui assurent la liaison entre l'acier et le béton, et d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique, les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

_ Goujons à tête.

_ Equerres en acier façonné à froid.

_ Butées.



a) Goujons à tête

b) EQUERRES

c) Butées.

Figure 20: Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton

5. Le choix du connecteur :

Dans notre projet on utilise des goujons à tête, puisque l'utilisation de ce type de connecteur est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent une bonne redistribution de l'effort rasant.

Les Goujons sont des 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, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre. ^[10]



Figure 21 : Connecteurs de type goujons

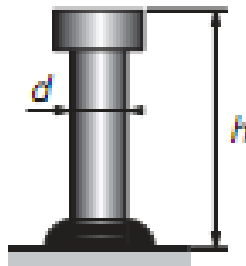


Figure 22: goujon à tête

6. Principe du calcul :

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. Les connecteurs sont soumis au glissement du aux actions générées après prise du béton et sous le poids CCP des superstructures (équipements du tablier) et les différentes actions variables. Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU.

6.2. Dimensionnement d'un goujon

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

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

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

$$h \geq 4 \times 22 \quad h \geq 88 \longrightarrow \text{On prend } h = 100\text{mm}$$

4. Résistance d'un connecteur :

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

$$R_1 = (67 * d^2 * \sqrt{f_{cj}}) / 1.3$$

$$R_1 = (67 * 22^2 * \sqrt{35}) / 1.3 = 147574.33\text{N} = 14.7\text{t}$$

$$R_2 = (0.7 * \pi * d^2 / 4 * \sigma_e) / 1$$

$$R_2 = (0.7 * 3.14 * 22^2 / 4 * 335) / 1 = 94415.09\text{ N} = 9.44\text{ t}$$

La résistance à la rupture d'un connecteur est donc

$$R_d = \min (R_1 ; R_2) \text{ soit } R_d = 9.44\text{t}$$

7. Glissement à l'ELU :

Efforts d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min (F_a, F_b)$

$$F_a = (A_s * \sigma_e) / 1.05$$

$$F_a = (0.089 * 355) * 10^2 / 1.05 = 2873.80\text{t}$$

$$F_b = (0.85 * \sigma_b) * 10^2 * A_b / 1.5$$

$$F_b = (0.85 * 35) * 10^2 * 0.7875 / 1.5 = 1561.87\text{t}$$

$$\text{Donc } F_G = F_b = 1561.87\text{t}$$

Sur une demi travée il faut donc $N = F_{GELU} / R_d$ connecteurs:

$$N = 1561.87 / 9.44 = 165.45$$

Il faut donc 166 connecteurs par demi-travée pour l'ELU.

Soit un espacement de $e = 2000 / 166 = 12.04\text{ cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$.

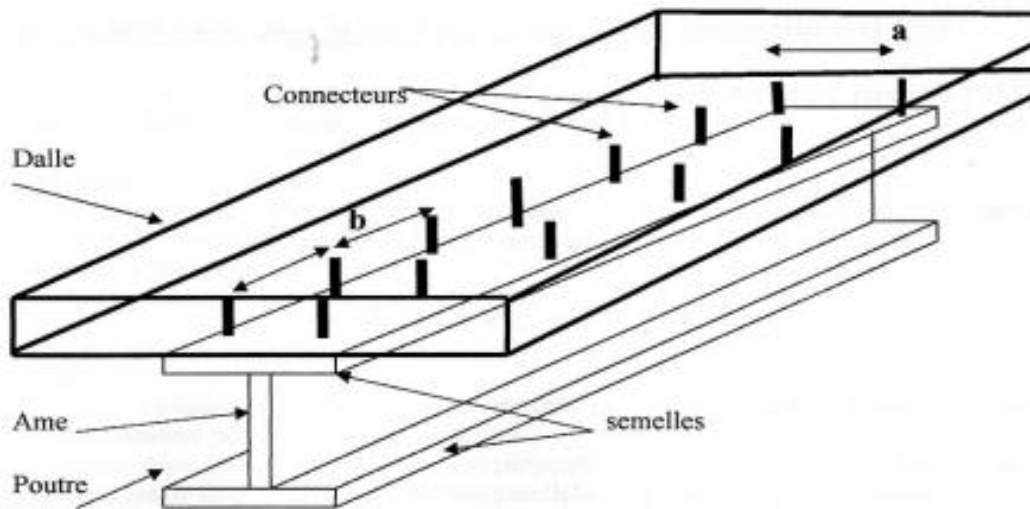


Figure 23: La connexion de la dalle avec la poutre

8. Assemblage :

8.1. Définition :

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 ^[12].

8.2. 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. ^[12]

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.

8.3. 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.

8.4. Différents joints de soudure :

8.4.1. 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 caractéristique géométrique 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.

8.4.2. 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.

8.5. 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. ^[12]

Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS :

$$a \geq (\beta_w * \gamma_{mw} * t_w) / 2$$

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

nuance d'acier		γ_{mw}	β_w	$\beta_w * \gamma_{mw}$
F_y (MPa)	F_u (MPa)			
355	510	1.25	0.9	1.2

Tableau 5: paramètre dépendant de la nuance d'acier

$$a \geq (1.2 * 3) / 2$$

$$a \geq 1.8 \text{ cm}$$

Donc :

L'épaisseur du cordon entre semelle et âme est $a = 18 \text{ mm}$

9. Assemblage :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment de torsions. Le type d'assemblage qu'on va adopter est de type boulons précontraints HR (à haute résistance), constitué d'acier à haute limite élastique est comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. ^[10]

9.1. Assemblage des poutres :

Semelle supérieur : $S = 21000 \text{ mm}^2$; $\sigma_s = 3735.47 \text{ t/m}^2$

Semelle inférieur : $S = 32000 \text{ mm}^2$; $\sigma_i = 2912.81 \text{ t/m}^2$

On détermine le nombre de boulons nécessaires et on vérifie les contraintes dans la section considérée et dans les couvres joints.

_ Boulon : le choix est porté sur des boulons de haute résistance de type HA 10/9 de diamètre 20 mm, soit 245 mm^2 de section de la vis.

Les caractéristiques mécaniques de ce type d'assemblage sont :

_ Vis : contrainte de rupture : $100 \leq \sigma_R \leq 119 \text{ kg/mm}^2$

_ contrainte limite élastique : $\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$.

_ Les écrous : leur contrainte de rupture : $80 \leq \sigma_R \leq 100 \text{ kg/mm}^2$.

9.2. Efforts résistant du boulon :

Les boulons HR transmettent les efforts par frottement, cette valeur est calculé par :

$$FR = 0,8 \cdot \varphi \cdot \Omega \cdot \sigma_e$$

$$\Omega : \text{section des vis} = 245 \text{ mm}^2$$

φ : coefficient de frottement dépend de la préparation de la surface à assembler, dans notre cas on prendra une surface nettoyées par brossage métallique, donc $\varphi = 0,3$.

$$FR = 0,8 \times 0,3 \times 245 \times 90 = 5292 \text{ kg} = 5,292 \text{ t}$$

Nous avons deux couvres joints en plus de la pièce à assembler, donc on aura 2 plans de frottement par boulon ce qui nous donne :

$$F_{RT} = 2 \times FR = 10584 \text{ kg} = 10,584 \text{ t}$$

9.3. Couvre joint :

Le C.P.C fascicule 61 titre V, article 35 -2 nous permet de déterminer l'entre axe des boulons et la longueur du couvre joint.

$$\delta_1 \approx \delta_2 = \delta$$

$$3d \leq \delta \leq 5d$$

$$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d$$

$$2d \leq \delta_l \leq 2,5d$$

Avec : d : diamètre du trou pour $\Phi 20$

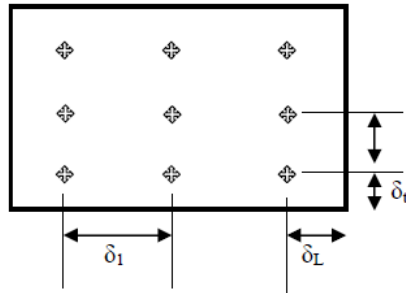


Figure 24: L'espacement des boulonne

9.4. Vérification de la semelle supérieure:

La semelle supérieure est comprimée et l'effort développé au niveau de cette semelle est :

$$F_s = \sigma_s \cdot \Omega_s$$

$$F_s = 3735.47 * 2,45 \cdot 10^{-2} = 91.51 \text{ t}$$

$$\text{Nombre de boulon : } n \geq F_s / F_{RT} \rightarrow n \geq 91.51 / 10.58 = 8.64$$

On va prendre $n = 10$ boulons.

9.4.1. Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes sera faite conformément à l'article 13 -12 du titre V du C.P.C.

La contrainte normale de compression sera calculée en section brut.

Vérification de la pièce assemblée :

$$\text{La surface brut de la semelle supérieur : } S_b = 600 * 35 = 21000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = f_s / s_b$$

$$\sigma = 91.51 / 21000 = 0.0043 \text{ t/mm}^2 = 4357.61 \text{ t/m}^2 = 43.57 \text{ MPa}$$

9.4.2. Vérification des couvre joints :

Nous avons 02 couvre joints, chaque un reprend la moitié de l'effort et pour notre cas on prendre l'épaisseur des couvre joints égale à 20mm.

_Couvre-joint supérieur:

La surface nette de couvre joint supérieur :

$$S_c = (600 \times 20 - 8 \times 20 \times 20) = 8800 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = f_s / 2s_c = 91.51 / 2 * 8800 = 0.005 \text{ t/mm}^2 = 5199.43 \text{ t/m}^2 = 51.99 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

_Couvre-joint inférieur :

La surface nette de couvre joint inférieure :

$$S_c = (800 \times 20 - 8 \times 20 \times 20 - 20 \times 20) = 12400 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = f_s / 2s_c = 91.51 / 2 * 12400 = 0.003 \text{ t/mm}^2 = 3689.9 \text{ t/m}^2 = 36.89 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

9.5. Vérification de la semelle inférieure:

La semelle supérieure est tendue et l'effort développé au niveau de cette semelle est :

$$F_i = \sigma_i * \Omega_i$$

$$\Omega_i = 32000 \text{ mm}^2 \quad ; \quad \sigma_i = 2912.81 \text{ t/m}^2$$

$$F_i = 2912.81 \times 3,2 \times 10^{-2} = 93.20 \text{ t.}$$

En plus de la pièce à assembler, nous avons 2 couvre -joints au niveau supérieur et au niveau inférieur, ce qui nous donne 2 plans de frottement d'où :

$$F_{RT} = 2 \times F_R = 10584 \text{ kg} = 10,584 \text{ t.}$$

$$\text{Nombre de boulon : } n \geq F_i / F_{RT} = 93.2 / 10,584 = 17,61.$$

On va prendre $n = 18$ boulons.

$$\text{Efforts par boulon} = F_i / 18 = 93.2 / 18 = 5.17 \text{ t} < 10,584 \text{ t.}$$

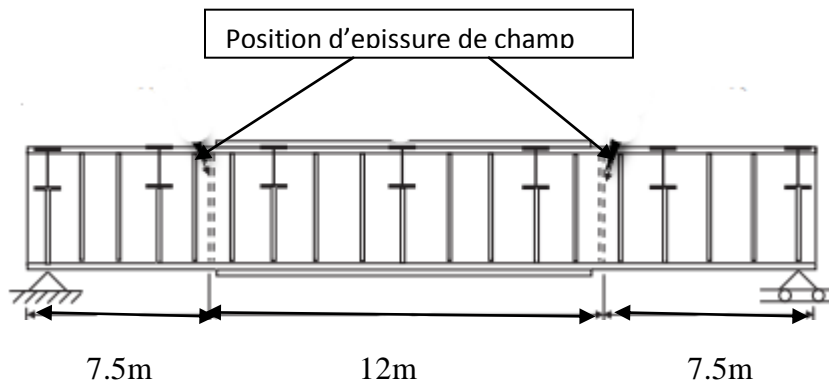
9.6. Vérification de l'âme :

L'effort repris par l'âme égal à :

$$F_A = S_a \times \tau = 1,225 \times 0,012 \times 722,5 = 106.2 \text{ t}$$

On prend des boulons de section résistants pour $\varnothing 20$ de surface de 245 mm^2 .

$$n \geq F_A / F_{RT} = 106.2 / 10,584 = 10.03 \text{ On prendra } n = 12$$



Effort par boulon = $FA /$

$$12 = 106.2 / 12 = 8.88 < 10,58 \text{ t.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_{\max} \leq \tau^?$$

9.6.1. Pièces assemblées: lkj

$$S_n = S_b - e \cdot d \cdot n = 20 \times 1225 - 6 \times 20 \times 20 = 22100 \text{ mm}^2$$

$$\tau = FA / S_n = 106.2 \times 100 / 22100 \times 10^{-6} = 48.05 \text{ MPa} \leq 159,75 \text{ MPa.}$$

Pour ce cas on prend 2 couvre joints de 100mm chaque'un :

Les forces maximums sont reprises par la première file de boulon.

$$F = 0,6F_b = 0,6 \times 10,58 = 6,348 \text{ Cette force agit sur la moitié de la largeur de couvre - joints :}$$

$$S_n = S_b - e \cdot d \cdot n = 20 \times 100 - 6 \times 20 \times 1 = 1880 \text{ mm}^2$$

$$\tau = F / S_n = 6,346 \times 100 / 1880 \times 10^{-6} = 33,75 \text{ MPa} \leq 159,75 \text{ MPa.}$$

Donc le couvre joint est vérifiée les conditions de Resistances.

Chapitre VI : CALCUL DES SURCHARGES

1. Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

2. Calcul des surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

On distingue :

- ✓ La surcharge de type A (L).
- ✓ Système B.
- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ La surcharge exceptionnelle D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.
- ✓ Les surcharges dues au vent et au séisme.

2.1. Surcharge A (l) :

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

$$A_2 = a_1 * a_2 * A(L) \quad \text{avec : } A(L) = 230 + \frac{36000}{12+L} \text{ Kg/m}^2 \quad L : \text{ la portée du pont.}$$

Pour notre projet $L=81\text{m}$

- ✓ Une travée chargées ($L=27\text{m}$)

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12+27} \text{ Kg/m}^2 = 1153.76 \text{ Kg/m}^2 = 1.153 \text{ t/m}^2$$

- **Le coefficient a_1** : donné par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3
Classe de pont	1 ^{ere}	1	1	0.9
	2 ^{eme}	1	0.8	/
	3 ^{eme}	0.9	0.8	/

Tableau 6 : Les valeurs de coefficient a_1 .

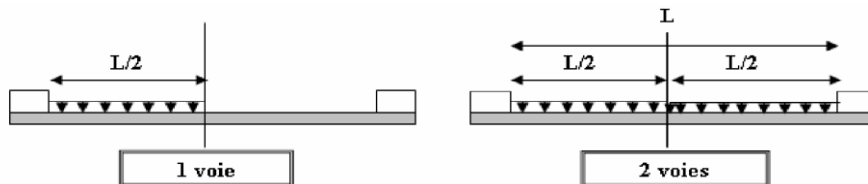
- Le coefficient $a_2 : a_2 = \frac{v_0}{v}$

Avec v : largeur d'une voie 4m.

V_0 Dépend de la classe du pont et les valeurs sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	1 ^{ere}	3.5
	2 ^{eme}	3
	3 ^{eme}	2.75

Tableau 7: Détermination de coefficient v_0 .



Donc :

Pour une voie chargée : $a_1=1$ $a_2=3.5/4= 0.87$

Pour deux voies chargées : $a_1=1$ $a_2=3.5/4= 0.87$

Donc :

$$A_2= 1*0.8*1.153=1 \text{ t/m}^2$$

	Voies chargées	a_1	a_2	$A(L) \text{ (t/m}^2\text{)}$	$A_2(L) \text{ (t/m}^2\text{)}$	Largeur de voie	$A(L) \text{ (t/m)}$
1 ^{er} cas	1 voie	1	1	1.153	1.00	4	4
	2 voies	0.85	0.85	1.153	1.00	8	8

Tableau 8 : résultats de A (l)

2.2. Système de charges B :

2.2.1. Surcharge Bc :

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.

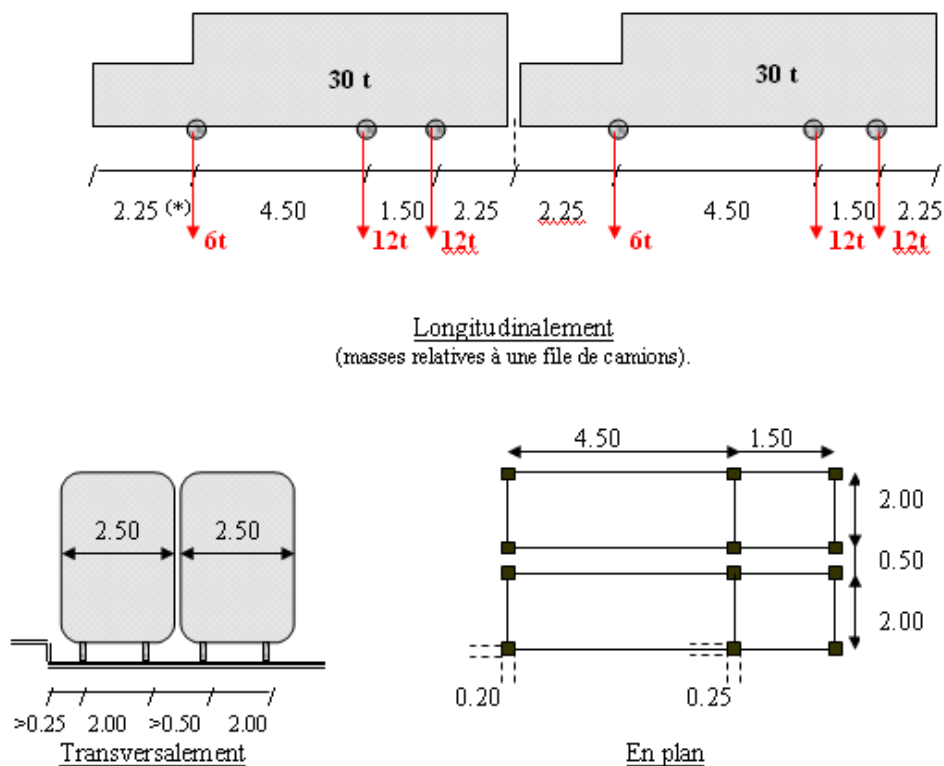


Figure 25 : Les caractéristiques du convoi Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Nombre des voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2 ^{eme}	1	1	-	-	-
	3 ^{eme}	1	0.80	-	-	-

Tableau 9 : les valeurs de coefficient b1

• **Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges du système **B_c** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

❖ Pour une travée chargée (L = 27 m)

G : La charge permanente.

$$G = CP + CCP = 8.29 + 5.01 = 13.3 \text{ t/ml}$$

$$G = P_t = 13.3 \times 27 = 359.1 \text{ t/ml}$$

$$S = bc \cdot S1$$

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par b_c

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

❖ Pour une voie chargée:

$$bc = 1.2$$

$$S = 30 \times 2 \times 1.2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{72}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 27}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{359.1}{72}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 27} = 1.091$$

Donc : $\delta = 1.091$

❖ Pour deux voies chargées:

$$bc = 1.1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1.1 = 132t$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{359.1}{132}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 27} = 1.112$$

Donc : $\delta = 1.112$

Donc le coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1.112$

N bre de voies chargée	Bc	Charge par essieu (t)		
1	1.2	E.AV	1*6*1.2*1.1	7.92
		E.AR	1*12*1.2*1.1	15.84
2	1.1	E.AV	2*6*1.1*1.1	7.26
		E.AR	2*12*1.1*1.1	14.52

Tableau 10: Charge maximum par essieu de Bc

2.2.2. Surcharge 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, répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

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.

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient bt	1.0	0.9

Tableau 11: Les valeurs de coefficient bt

Pour notre cas bt=1

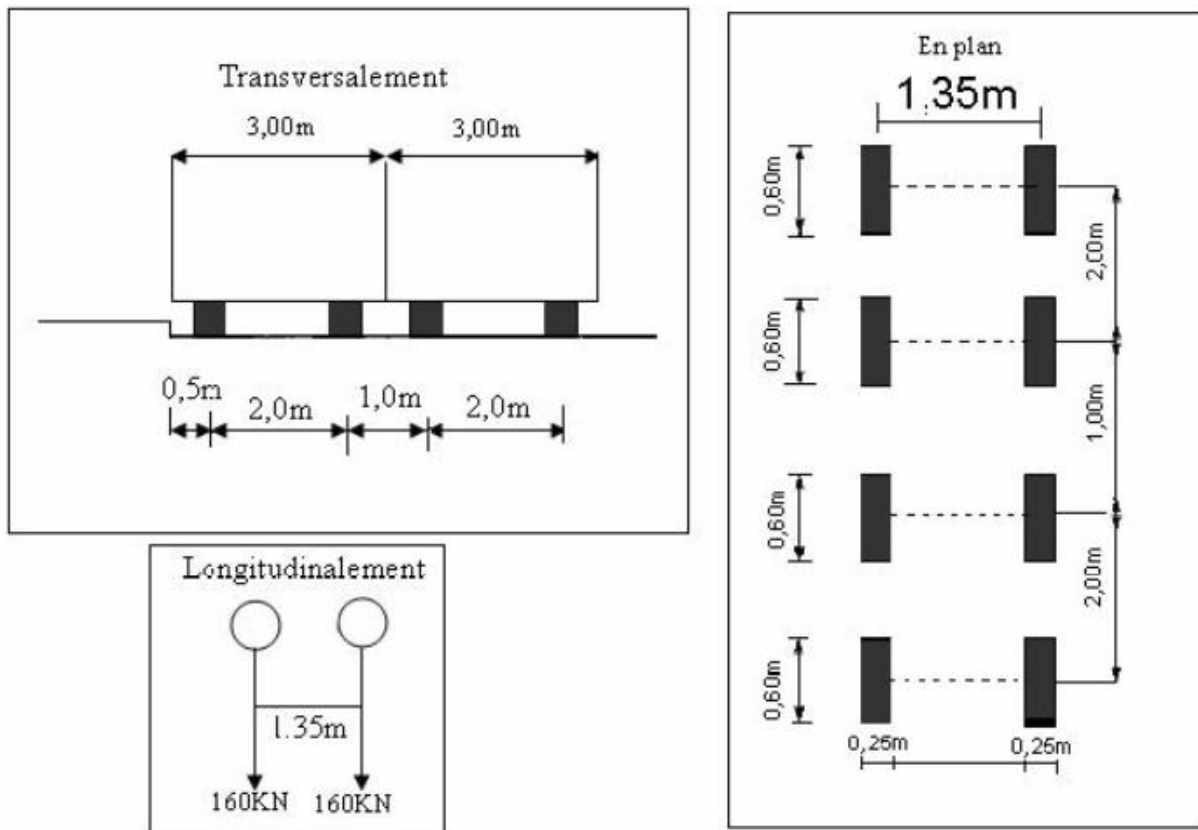


Figure 26: Les dimensions de système Bt

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

Pour une seule voie chargée :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge Bt.

L : longueur de la travée

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

$$S = 1 \cdot 32 \cdot 1 = 32t$$

$$G = 13.3 \cdot 81 = 1077.3t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1077.3}{32}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 81} = 1.027$$

Donc : $\delta = 1.027$

Pour deux voies chargées :

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

$$S = 2 \cdot 1 \cdot 32 = 64 \text{ t}$$

$$G = 13.3 \cdot 81 = 1077.3 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1077.3}{64}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 81} = 1.032$$

Donc : $\delta = 1.032$

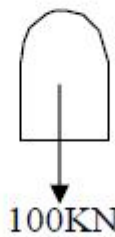
2.2.3. Système de charge Br :

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

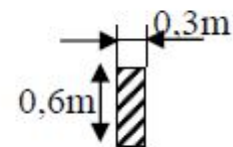


Figure 27 Figure : Dimension de système Br

$$S = 100 \text{ KN} = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1075.68}{10}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 81} = 1.02$$

Donc : $\delta = 1.02$

2.3. La surcharge militaire :

2.3.1. Système Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type M c120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables sur 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 convoi est limité.

Poids totale : 110 t

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m

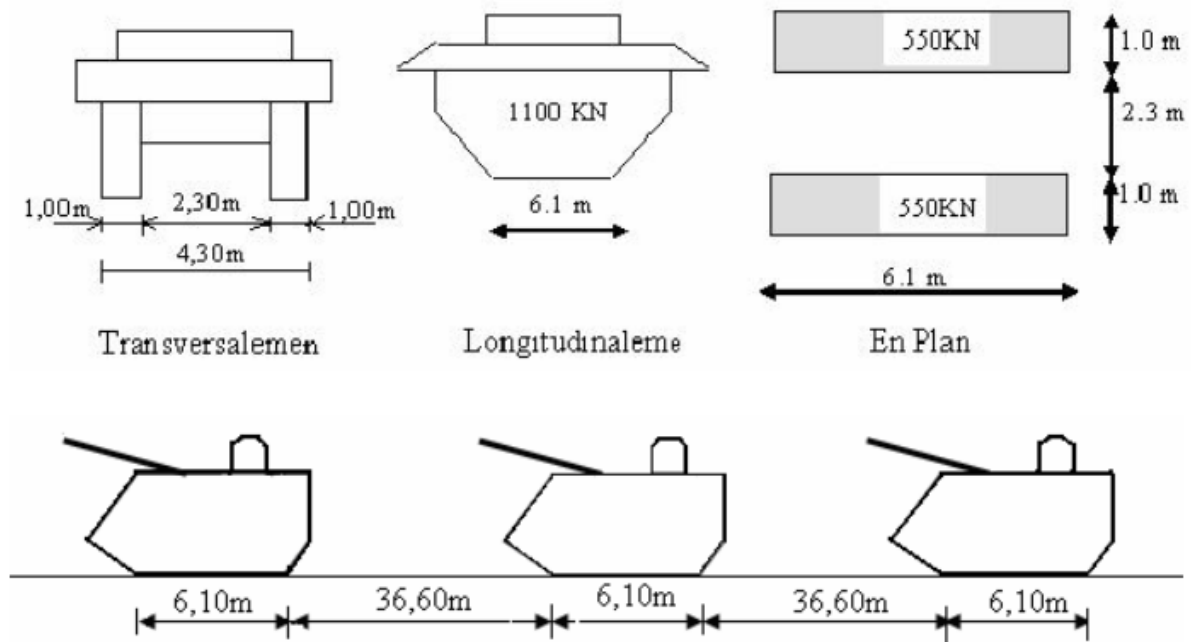


Figure 28: Dimensions de système Mc120

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

Longueur de la travée chargée ($l = 27$ m)

$$G = 13.28 \text{ t/ml}$$

$$G = 13.3 \times 27 = 359.1 \text{ t}$$

$$S = 1100 \text{ KN} = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{359.1}{110}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 27} = 1.10$$

Donc : $\delta = 1.10$

Donc, le coefficient de majoration dynamique $\delta = 1, 10$

Masse totale de chenille 110 t/ml.

$$P = 110 \times 1,10 = 121 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 121 / 6,10 = 19,83 \text{ t/ml}$$

$$Mc = 19,83 \text{ t/ml}$$

2.4. Charges exceptionnelles :

2.4.1. Charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6m de long.

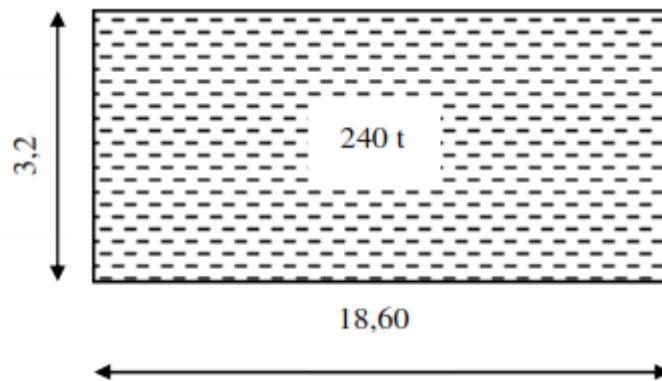


Figure 29: les dimensions de système D240

$$P = 240 \text{ t soit } p = \frac{240}{18,62} = 12,90 \text{ t}$$

$$D240 = 12,90 \text{ t/ml}$$

3. les Surcharges sur trottoir :

La surcharge de trottoir c'est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m²
- Surcharge globale : de 150 kg/m²

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² (selon le fascicule 61 titre II)

$$\text{Premier trottoir chargé : } P = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$\text{Deuxième trottoir chargée : } P = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$\text{Les deux trottoirs chargés : } P = 2(0,225) = 0,45 \text{ t/ml}$$

4. Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage :

4.1. Surcharge du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition est de la grandeur 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 de vent est égale à 0,2 t/m (selon le fascicule 61-titre II).

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service

- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

Surface latérale de l'ouvrage $S = 27 \times (1,55 + 0,2)$; donc : $S = 47.25 \text{ m}^2$

Tel que : (0,2 hauteur de la corniche, 1,55 hauteur du tablier)

$H_{\text{vent}} = 0.2 * 47.25 = 9.45 \text{ t}$

4.2. Le séisme :

Un séisme est une succession des déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inerties ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage du fût des piles.

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

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone 1 : sismicité faible

Zone 2 : sismicité moyenne IIa et IIb

Zone 3 : sismicité élevée

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 12 : Les Valeurs du coefficient d'accélération "A"

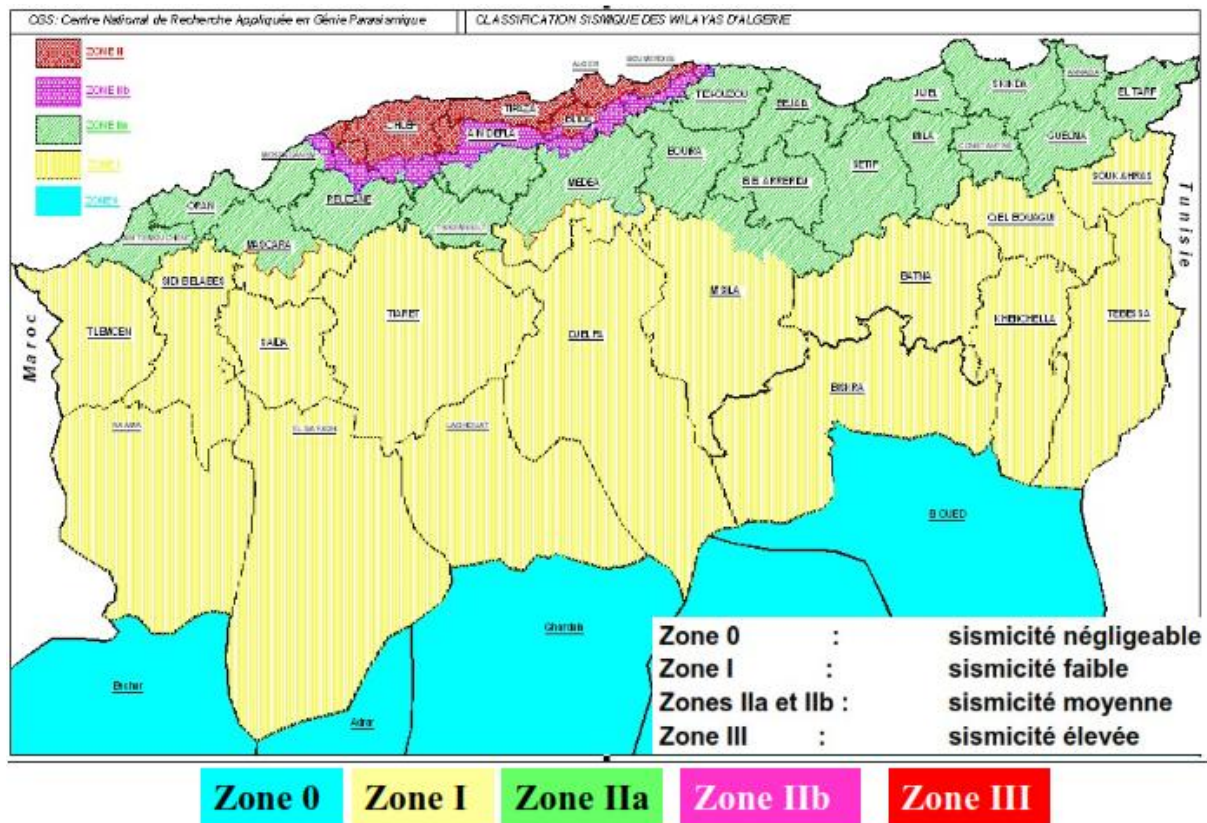


Figure 30: Carte de zonage sismique selon le RPA 99/2003

Notre ouvrage est classé en zone IIa ou l'accélération horizontale du Sol est égale à :

Zone I : $a = 0,25 \text{ g}$

Telle que g : accélération de la pesanteur

4. 3. Forces de freinage :

✓ **Effort de freinage correspondant à la charge A (L):**

$$F_a = \frac{1}{20 + 0.0035 \cdot S} \cdot A(L)$$

$A(L)$: charge routier

S : surface chargée par m^2

$$A(L) = 1.00 \text{ t/m}^2$$

$$S = 27 \cdot 11 = 297 \text{ m}^2$$

$$A(L) = 1 \cdot 297 = 297 \text{ t}$$

$$F_a = \frac{1}{20 + 0.0035 \cdot 297} \cdot 297 = 14.11 \text{ t}$$

Donc : $F_a = 14.11 \text{ t}$

✓ **Effort de freinage correspondant à Bc :**

$F_{Bc} = 30 \text{ t}$ par tablier un seul camion est supposé freiner

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

5. Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
Température (Δ)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharges des trottoirs	1.6	1.2

Tableau 13: Les Valeurs de coefficient de pondéra

Chapitre VII : EQUIPEMENTS DE PONT

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.

2. Joint de chaussée :

Les joints de chaussée permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux travées indépendantes successives, en remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- ✓ Donner une continuité de la surface de roulement ;
- ✓ Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- ✓ Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

Dans la 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 journalier entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

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

- Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

- Absence de bruits de vibrations.

- Résistance :

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- Etanche :

- 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. ^[13]

2. Calcul du souffle des joints :

2.1. Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, déplacement horizontal, $\Delta l = h \times tga$

2.2. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif $\epsilon_T = \frac{\Delta l}{l}$

Pour notre cas $l/2 = 40.5 \text{ m}$ $\Delta l = 1,21 \text{ cm}$

2.3. 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.

$$\Delta L_r = \frac{100-60}{100} * L * \epsilon_r$$

Avec :

$$L = 27 \text{ m} ; \epsilon_r = 3 * 10^{-4}$$

$$\Delta L = \frac{100-60}{100} * 27 * 3 * 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = 3.24 \text{ mm}$$

2.4. 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.

$$\Delta_{fl} = \frac{100-40}{100} * 2.5 * (\sigma_m / E_{ij}) * l$$

Avec :

σ_m : Contraintes de compression de la fibre neutre du tablier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

$$\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{fl} = \frac{100-40}{100} * 2.5 * (6.5 / 35981.73) * 27$$

$$\Delta_{fl} = 0.73 \text{ cm}$$

3. Appareil d'appui :

Les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges :

La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;

La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble. • Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer :

Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte" [10]

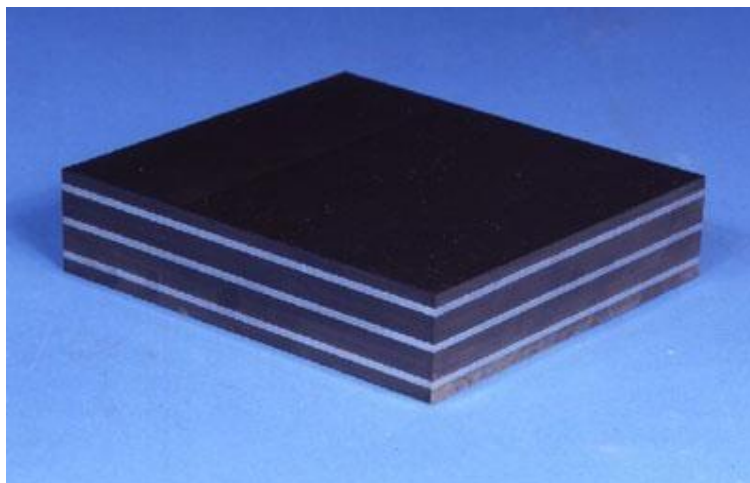


Figure 31: Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

Les avantages des appareils d'appuis en élastomère fretté :

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.

Pour ce faire, le tablier repose sur deux appareils d'appui fixes sur la culée (ne permettant pas les translations destinées à équilibrer les efforts horizontaux tel que le freinage), l'autre appareil d'appui est mobile afin de permettre les translations. ^[10]

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

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

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

$$\sigma = 150 \text{ kg/cm}^2 = 15\text{MPa}$$

$$R_{\max} = 1716.64 \text{ KN.}$$

a : Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Epaisseur d'une couche d'élastomère T.

3.1. Dimensions des appareils d'appui :

- Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a*b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où : } a*b \geq \frac{R_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1716.64 * 100}{150} = 1144.42 \text{ cm}^2$$

En outre : $b > a$

Donc on va prendre: $a*b = 30*50 = 1500 \text{ cm}^2$

Cela donne les dimensions de l'appareil d'appui :

$$a = 300 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

- Hauteur nette de l'élastomère T

La condition à vérifier est :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{b}{5}$$

$$30 < T < 100$$

On prend $T = 96 \text{ mm}$ constitué de 8 feuillets de 12 mm chacun

$$\text{Or : } T = t \times n$$

$$T = 12 \text{ mm}$$

- ✓ Répartition des efforts horizontaux :

- Efforts de freinage :

$$H_A = 300/3 = 100 \text{ kN} = 10 \text{ t}$$

- Effort dû au 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.

L'intensité du séisme est :

$$H_s = \varepsilon_s * G$$

$$\varepsilon_H = 0,15 \text{ g} \Rightarrow \varepsilon_H = 0,15 * 358,56$$

$$\varepsilon_H = 53,78 \text{ t}$$

$$\varepsilon_V = 0,075 \text{ g} \Rightarrow \varepsilon_V = 0,075 * 358,56$$

$$\varepsilon_V = 26,89 \text{ t}$$

G : Le poids propre du tablier.

$$G = 13,28 * 27 = 358,56 \text{ t}$$

- Effort dû aux déformations :

$$H_\varepsilon = G \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b / T.$$

ε : Le déplacement maximum est égal à 2,26 cm.

G : Module d'élasticité transversale.

$$*G = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ effet lent.}$$

$$H_\varepsilon = 8 \times 2,26 \times 30 \times 50 / 9,6 = 28,25 \text{ kN}$$

$$*G = 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ effet instantané.}$$

$$H_\varepsilon = 16 \times 2,26 \times 30 \times 50 / 9,6 = 56,50 \text{ kN}$$

3.2. Vérification des contraintes :

- Limitation des contraintes de cisaillement :

➤ Sollicitation sous charge verticale :

σ_m : contrainte de compression sous N max.

$$N_{\max} = 1716.64 \text{ kN.}$$

$$\sigma_m = N_{\max} / (a \times b) \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{1716.64}{30 \times 50} = 1.1444 \text{ kN/cm}^2 = 114.44 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$\tau_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3G$$

Avec :

τ_N : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

G : module cisaillement de l'élastomère $G = 9 \text{ kg/cm}^2$.

B : coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = \frac{30 \cdot 50}{2 \cdot 1.2 \cdot (30+50)} = 7.812$$

$$\sigma_m = 114.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 1.5 \cdot 114.44 / 7.812 = 21.97 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau \bar{=} 27 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :

- Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot \mu}{T} < 0.5 G$$

$$\tau_{H1} = \frac{9 \cdot 2.26}{9.6} = 2.11 < 4.5 \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

- Sous un effort dynamique (freinage) :

$$\tau_{H2} = H_A / a \cdot b$$

$$\tau_{H2} = 10^4 / 30 \cdot 50 = 6.6 \text{ kg/cm}^2$$

- Déformation lente + déformation rapide :

$$\tau_H \leq 0.7G$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} = 3.01 + 0.5 \cdot 4 = 5.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.41 \leq 0.7 \cdot 9 = 6.3 \quad \text{(condition vérifiée).}$$

- Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = G \alpha^2 (\alpha + \alpha_0) / 2t^2 n$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les tabliers métalliques $\alpha_0 = 0.003 \text{ rad}$

α_T : rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

Et :

$$\alpha_T = \frac{M \cdot n \cdot t^3}{G \cdot (a^5) \cdot b} = (1712.359 \cdot 10^3 \cdot 8 \cdot 1.2^3) / (8 \cdot 30^5 \cdot 50) = 0.0024$$

$$\alpha = 0.24 \text{ rad}$$

$$\tau_\alpha = 8 \cdot 30^2 \cdot (0.24 + 0.003) / 2 \cdot 9.6^2 \cdot 8 = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau = \tau_\alpha + \tau_H + \tau_N \leq 5G$$

$$\tau = 2.14 + 5.41 + 21.97 = 29.52 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- Condition de non cheminement et 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 :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa}$$

Et :

$$H < f \cdot N_{\min}$$

Tell que : $f = 0.10 + 0.6 / \sigma_{\min}$

N_{\min} : réaction due au poids propre de la poutre.

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$HB_c = 300 \text{ kN.}$$

$$\text{Avec } N_{\min} = 936.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{936.4}{300 \cdot 500} \cdot 10^3 = 6.24 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$f \cdot N_{\min} = (0.1 + 0.6 / 12.48) \cdot 936.4 = 138.65 \text{ kN} < 300 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

3.3. Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$ts \geq a \cdot \sigma_m / \beta \cdot \sigma_e \quad \text{et :} \quad ts \geq 2 \text{ mm}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa (Acier E24-1: } e < 3 \text{ mm \{ SETRA Bulletin technique \})}$$

$$ts \geq (30 \cdot 114.44) / 7.812 \cdot 2200 = 0.217 \text{ cm} = 2.17 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm}$$

4. Les dés d'appui :

4.1. 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.^[9]

4.2. Dimensionnement des dés d'appuis

$$A = a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$H_i > 5$$

$$H_s > 2$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons :

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

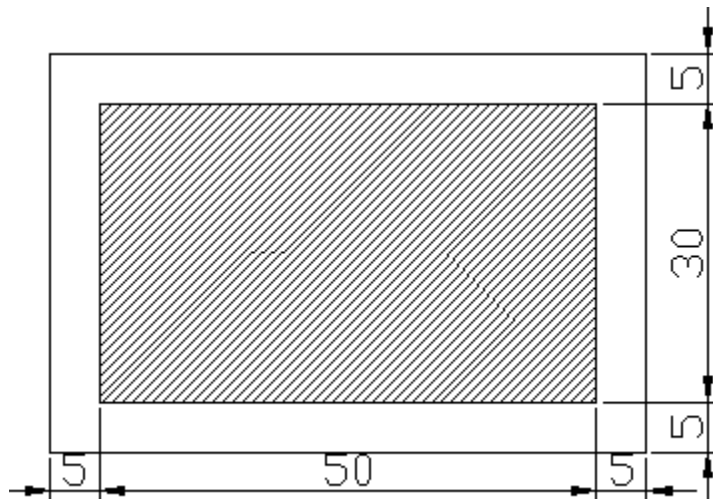


Figure 32: les dimensions de dés d'appui

4.3. Ferrailage de dé d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{\max}

$$A = \frac{0.04 * N_{\max}}{\sigma'_{st}}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{u * ft28} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 600 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.22} \right) = 207.24 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{0.04 * 1716.64}{207.24} = 3.31 \text{ cm}^2$$

On prend dans le deux sens :

$$8T8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

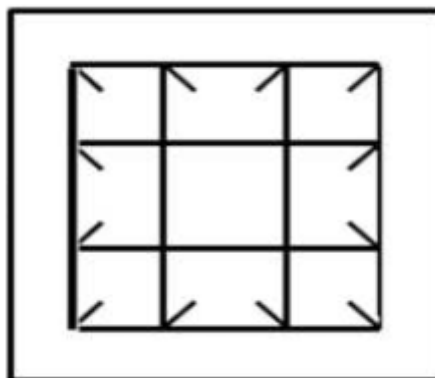


Figure 33: Ferrailage de dé d'appui:

Chapitre VIII : INFRASTRUCTURE

1. Introduction :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et rotations.

2. la pile :

2.1. Définition :

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres

- ❖ Aquatique, terrestre.
- ❖ Mode de construction du tablier
- ❖ Urbain ou rural
- ❖ Hauteur de la brèche franchir
- ❖ Mode d'exécution des fondations
- ❖ Liaison avec le tablier

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

On peut classer à deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles)
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne).

2.2. Critères de choix des piles :

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

2.3. Choix de la morphologie :

Cet ouvrage franchit un oued, donc on opte pour une pile portique pour les raisons suivantes :

- Cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les futs puis la semelle.
- La présence des futs au lieu d'un voile permet une meilleure circulation de l'eau et évite la création d'une poussée hydrostatique sur l'appui.

2.4. Pré dimensionnement de la pile :

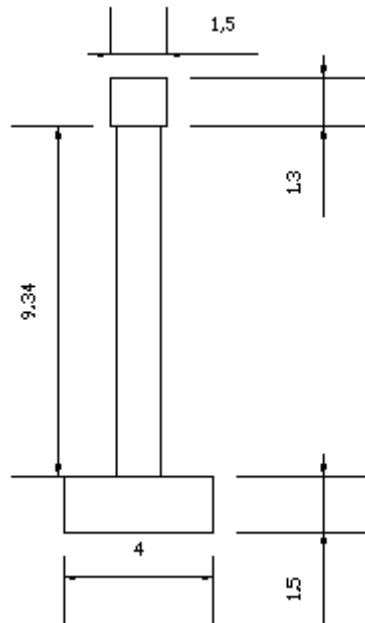


Figure 34: coupe transversale de la pile

Epaisseur des piles :

$$E = 1.2\text{m}$$

La hauteur de la pile :

D'après la brèche à franchir: $H = 10.64\text{m}$.

La hauteur du fut : $H=9.34\text{ m}$

Largeur du fut : $b = 1.2\text{ m}$

Dimensions de la tête de pile « chevêtre »:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts. Il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

- Longueur : $L = 11\text{ m}$.
- Largeur : $E = 1.5\text{ m}$.
- Hauteur : 1.3 m

La fondation :

Pour notre ouvrage les fondations sont des fondations superficielles ces dimensions sont données à partir les documents SETRA (PP73. 1.3.1 et FOND.72):

- Longueur $L_s = 13\text{m}$.
- Largeur $B = 4\text{m}$.
- L'épaisseur de la semelle h_s :

$$h_s = (B-b)/4$$

$$h_s = (4-1.2)/4$$

$$h_s = 0.7\text{m}$$

Donc on prend : $h_s=1\text{m}$

$$\text{Et : } c \leq 2 h_s=2 \times 1 = 2\text{m}$$

Donc on prendre $c = 1.5\text{m}$

- Béton de propreté : 0.1m

2.5. Calcule des charges et surcharge :

2.5.1. Les charges verticales V :

Après les résultats de MIDAS GEN on trouve les réactions d'appui vertical maximal sur la pile est égale à : $R = 589.95 \text{ t}$.

- **Poids propre de la pile :**

-Poids propre du tablier : $G = 358.56 \text{ t/travée}$

- Poids propre du chevêtre : $P_c = 11 * 1.5 * 1.3 * 2.5 = 53.62 \text{ t}$

-Poids propre du fut : $P_f = \frac{\pi}{4} * 1.2^2 * 9.34 * 2.5 = 26.40 \text{ t}$

-Poids propre de la semelle : $P_s = 11 * 4 * 1.5 * 2.5 = 165 \text{ t}$

Donc le poids totale de la pile égale : $P_{\text{pile}} = 245.02 \text{ t}$

2.5.2. Efforts horizontaux :

- **Séisme :**

E_v : La composante verticale du séisme :

Séisme vertical : $\pm 0,075 G = (13.28 * 27) * 0.075 = 26.89 \text{ t}$

E_h : La composante horizontale du séisme :

Séisme horizontal : $0,15 G = (13.28 * 27) * 0.15 = 53.78 \text{ t}$

- **L'effort de freinage :**

La force de freinage de Bc : $F_{BC} = 30/3 = 10 \text{ t}$

- **L'effort du vent :**

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2$$

Puisque la pile a une hauteur de 10.64m.

Donc la charge $W = 0,2 \times 10.64 = 2.12 \text{ t/ml}$

Condition normale :

Effort normal : $N = 589.95 \text{ t}$

Moments à la base du fût :

- Freinage : $M_f = 10 \times 10.64 = 106.4 \text{ t.m}$

- Le vent : $M = 2.12 \times 10.64 = 22.55 \text{ t.m}$

Condition séismique :

Soit le moment à la base de fût :

$$M = 53.78 * 9.34 = 502.30 \text{ t.m}$$

Après la combinaison la plus défavorable on trouve :

$$N_{\max} = 589.95 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 536.15 \text{ t}$$

2.6. Vérification de stabilité de la pile :

Il s'agit de vérifier des contraintes et le glissement à la base de la semelle ramenée par les différentes sollicitations

- **Vérification de glissement :**

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \phi}{1.5} = \mu = 0.384$$

Avec : l'angle de frottement $\phi = 30^\circ$

H : l'effort horizontale « soit séisme ou la force de freinage »

V : la force verticale maximum.

1^{er} cas : cas normale :

$$H = 10 \text{ t}$$

$$V = 589.95 + 245.02 = 834.97 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{10}{834.97} = 0.011 < 0.384$$

Donc la condition est vérifiée.

2^{ème} cas : cas séismique:

$$H = 53.78 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{53.78}{834.97} = 0.064 < \tan \phi = 0.577 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

2.7. Ferrailage de la pile

▪ **ETUDE DU CHEVETRE :**

$$H=1.3 \text{ m} ; B=1.5 \text{ m} ; L=11 \text{ m}$$

$$G_{\text{chevêtre}} = 1.3 * 1.5 * 2.5 = 4.875 \text{ t/m}$$

Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.35D240$$

$$\text{ELS} : G + D240$$

	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
ELU	241.92	35.95
ELS	179.20	26.63

Tableau 14: Moments et efforts tranchants du chevêtre

a) ELU :

$$M_u = 241.92 * 10^{-2} \text{ MN.m} ; d=0.9h=1.17 \text{ m} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa} ; \gamma_b=1.5 ; \gamma_s = 1.15 ;$$

$$d' = 0.1h = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_r = 0.392$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{cb}} = \frac{241.92 * 10^{-2}}{1.5 * 1.17^2 * 19.83} = 0.059 < 0.392 \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.059}) = 0.076$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.17 * (1 - 0.4 * 0.076) = 1.134 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{241.92}{1.134 * 347.82} * 10^{-2} = 61.32 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA32 = 64.31 cm² avec un espacement de 15cm.

Section minimale d'armature :

$$A_s = 0.35\% A_B = 0.35 * 1.3 * 1.5 / 100 = 68.25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de :

$$9\text{HA}32 = 72.35 \text{ cm}^2$$

Armateur transversal :

$$A_{ts} \geq A_l / 10 = 64.31 / 10 = 6.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² d'espacement de 20cm.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1.3 * 1.5 * 2.22 / 400 = 24.89 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Effort tranchant :

D'après les résultats obtenus à partir du MIDAS Gen :

$$V_u \text{ max} = 35.95 \text{ t}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b * d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b * d} \\ \tau_u^- = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 300 \right) \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{35.95}{1.3 * 1.5} = 18.43 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u^- = \min \left(0.15 \frac{27}{25} ; 300 \right) = 300$$

$$\tau_u < \tau_u^- \quad (\text{condition vérifiée})$$

▪ ETUDE DE LA PILE

Etude du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration f

$$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} * h = l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} * 9.34 = 6.604 \text{ m}$$

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{1.2}{2\sqrt{3}} = 0.346$$

$$\text{Avec : } B = 0.98 \text{ m}^2$$

Armatures longitudinales

$$0.5 \% < p_g < 3\%$$

$$A_{min} = 0.9\% B = 0.9 * 0.98 = 88.20 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 11HA32 = 88,42 cm² avec un espacement de e = 20 cm

Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} + \frac{f_{el}}{f_{et}} + \frac{S_t}{100}$$

Avec:

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{el} : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales

f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0,25d] = 200\text{mm}$$

$$A_t \geq \frac{88.42}{16} * \frac{400}{235} * \frac{200}{100}$$

$A_t \geq 18.81 \text{ cm}^2$ donc on prend 4T25 = 19.64 cm² avec un espacement e = 20 cm

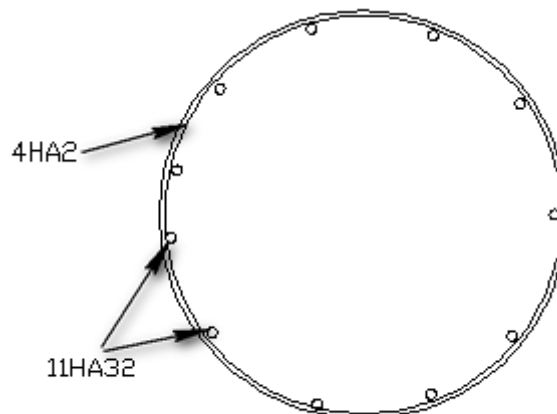


Figure 35: Ferrailage de la pile

3. La culée :

3.1. Définition :

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais. ^[14]

3.2. 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.

3.3. Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante: $H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$.

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique		
Côte projet (m)	272.84	273.08
Côte TN (m)	270.18	269.73
Côte de la fondation (m)	269.38	269.12
Hauteur de la culée (m)	3.46	3.96

Tableau 15: tableau d'implantation des culées

3.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :

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 : $H_{culée1} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} = 272.84 - 269.38 = 3.46\text{m}$

Pour la culée N° 2 : $H_{culée2} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} = 273.08 - 269.12 = 3.96\text{m}$

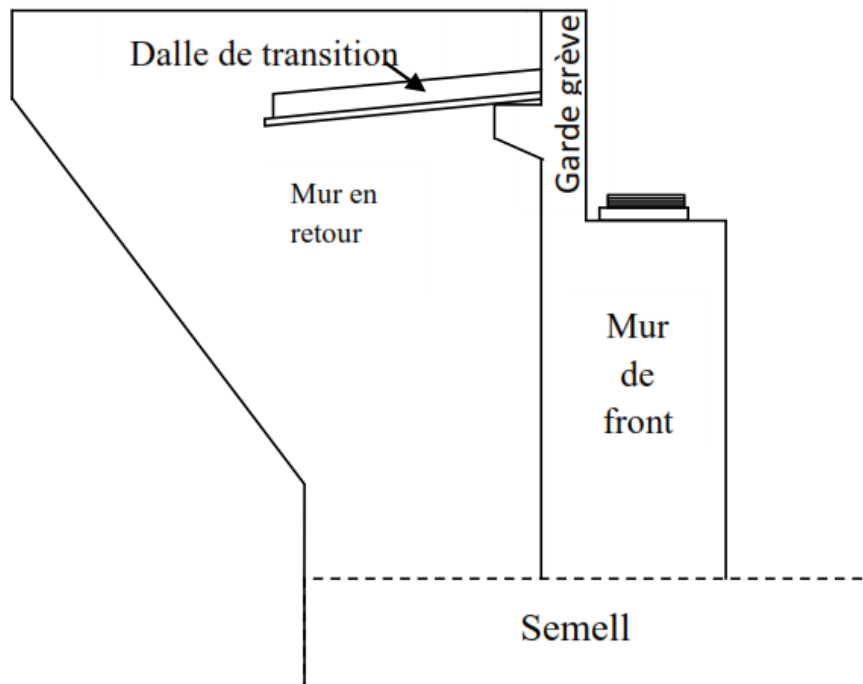


Figure 36: Morphologie de la culée choisie

3.4.1. Mur garde grève :

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.

- Hauteur : $H = \text{hauteur de (la poutre+la dalle)} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui+dé d'appui)}$

$$H = (1.30 + 0.25) + (0.52 + 0.115)$$

$$H = 2.18\text{m}$$

- Epaisseur (couronnement) : $\begin{cases} 20 \text{ cm jusqu'à } 1,2 \text{ m de hauteur} \\ 25 \text{ cm de } 1,2 \text{ m à } 2,00 \text{ m de hauteur} \\ 30 \text{ cm au - delà de } 2,00 \text{ m de hauteur} \end{cases}$

Donc $E = 30\text{cm}$

- Longueur : est celle du tablier = 11m

3.4.2. Mur de front(MF) :

- Hauteur : $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur de (la poutre+la dalle + l'appareil d'appui+dé d'appui)}$

$$H = 3.46 - (1.3 + 0.25 + 0.52 + 0.115)$$

$$H = 1.275 \text{ m}$$

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

$$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$$

$$e = 35 + 50 + 9 + 30 = 124 \text{ cm}$$

Avec

e_1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e_1 = 35 \text{ cm}$).

e_2 : about de la poutre ($e_2 = 50 \text{ cm}$)

e_3 : épaisseur de joint de dilatation ($e_3 = 9 \text{ cm}$)

e_4 : épaisseur de mur garde grève ($e_4 = 30 \text{ cm}$)

Longueur : est celle du tablier = 11 m

3.4.3. Dalle De Transition (D.T)

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}; \text{Max} (4 \text{ m}; 0.6H)]$$

H étant la hauteur de remblai (mur de front+ mur garde grève)

$$H = 1.275 + 2.18 = 3.455 \text{ m}$$

On prend : $L = 4 \text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur e : $e = 30 \text{ cm}$

Largeur de la dalle = 11,00 m

3.4.4. Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles encastrés d'un côté sur le mur de front et l'autre côté sur la semelle de fondation. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du mur de front sont limitées comme suit :

La pente : $p=2/3$

$L_r=8m$

Epaisseur : $e=0,40m$

3.4.5. La semelle :

- Epaisseur : 1.5m
- Largeur : 4 m
- Longueur : 11m

3.4.6. Le corbeau :

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

Le rôle de corbeau est de supporter la dalle de transition.

Hauteur : $H = 0.7m$

Hauteur : $a = 0.3m$

Epaisseur : $e_f = 0.4m$

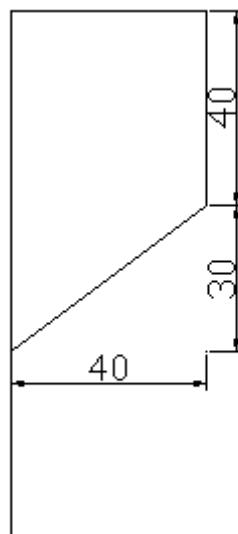


Figure 37: Le corbeau

3.4.7. Sommier d'appuis :

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, dans notre cas on a une culée remblayée donc le sommier d'appui est intégré au mur de front. D'après le guide S.E.T.R.A on prend $d = 0,5\text{m}$

Soit a : la longueur de l'appareil d'appui $\rightarrow a = 20\text{cm}$

Il faut prendre $(d - \frac{a}{2}) > 0,2\text{m}$ on prend $d' = 0,5\text{m}$

Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

$e = a + d + d' + \text{épaisseur du mur garde grève}$

$$e = 0,2 + 0,5 + 0,5 + 0,3 = 1,5\text{m}$$

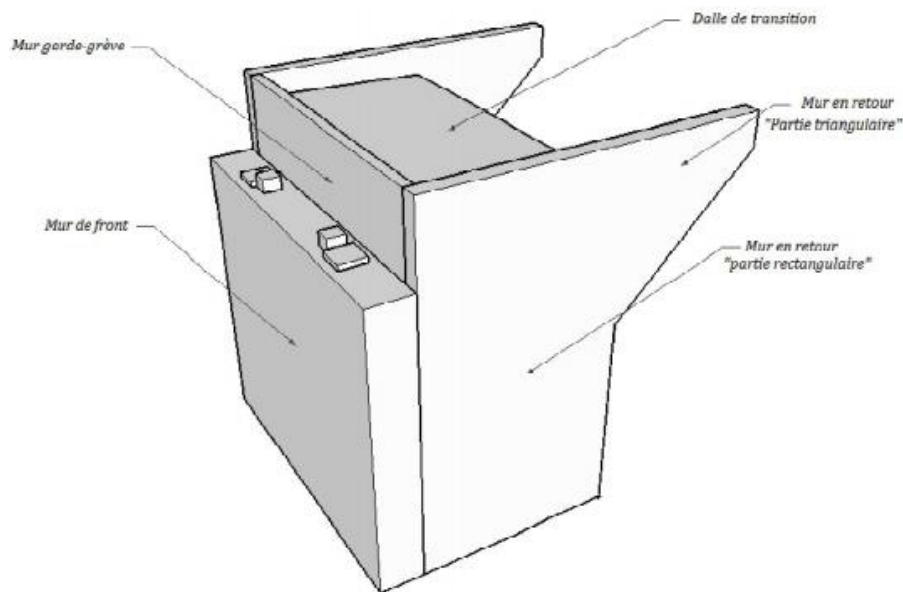


Figure 38: La culée

3.5. Vérification de Stabilité des culées :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique

Les combinaisons des charges pour les vérifications de stabilité des culées:

Les différents cas de combinaisons possible dans les cas normal :

$$K_d = 0,333$$

D240					
Désignation	N(t)	H(t)	Z(m)	MS (t.m)	MR (t.m)
Tablier	20.6		1.4	28.84	
MGG	$2.18*0.3*11*2.5=18$		2.275	40.95	
Corbeau	$(0.7+0.4)0.4/2*11*2.5=6.05$		2.6	15.73	
Mure de front	$1.5*1.275*11*2.5=52.6$		1.325	69.69	
M en retour	$0.8*3*2*2.5=12$ $(1.48*3)/2*0.4*2.5=2.2$		3.9 3.4	46.8 7.48	
dalle transition	$4*0.3*11*2.5=33$		3.9	128.7	
Poids des terres	$4*10.2*3.4*2=282.33$		1.2	338.79	
surcharge du remblai	$4*10.2*1.2*0.33*3.46$	58.14	3.9		266.74
poussées terres	$\frac{1}{2}*0.33*(3.46)^2*10.2=20.14$	20.14	5.2		104.72
D240	78.44		1.4	109.8	
Total	583.5	78.28		786.79	378.46

Tableau 16:Combinaison des charges avec la surchargeD240 dans les cas normal

D240						
Désignation	N(t)	H(t)	Z(m)	Z(m)	MS (t.m)	MR (t.m)
Tablier	20.6	3.09	1.4	9.67	28.84	29.88
MGG	$2.18*0.3*11*2.5=18$	2.7	2.275	8.1	40.95	21.87
Corbeau	$(0.7+0.4)0.4/2*11*2.5=6.05$	0.9	2.6	7.8	15.73	7.02
Mure de front	$1.5*1.275*11*2.5=52.6$	7.89	1.325	3.715	69.69	29.31
M en retour	$0.8*3*2*2.5=12$ $(1.48*3)/2*0.4*2.5=2.2$	1.5 0.33	3.9 3.4	4.9	46.8 7.48	7.35
dalle transition	$4*0.3*11*2.5=33$	4.95	3.9	10.65	128.7	52.71
Poids des terres	$4*10.2*3.4*2=282.33$	00	1.2	00	338.79	
surcharge du remblai	00	8.72	3.9	5.62		49
poussées terres	00	3.02	5.2	5.62		16.97
Séisme sur tablier	11.33	00	1.4	00	30,59	00
séisme MGG	1.863	00	2.275	00	6.6	00
séisme Corbeau	1.863	00	2.6	00	6.6	00
Séisme sur mure frontale	10.509	00	1.325	00	2.4	00
Séisme dalle transition	1.01	00	3.9	00	3.66	00
Séisme sur M en retour	9.154	00	3.9	00	45.5	00
D240	78.44		1.4	00	109.8	00
	539.08	33.1			875.53	214.11

Tableau 17:Combinaison des charges avec la surcharge D240dans le cas séismique

Tableau récapitulatif des cas les plus défavorables :

Désignation	Cas	H(t)	N(t)	Ms	M _R
	Cas Normal	583.5	78.28	786.79	378.46
Total	SEISME	83.1	539.08	875.53	214.11

Tableau 18:Tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables

3.5.1. Vérification au renversement

Pour la vérification on prendra le cas le plus défavorable qui est :

***Cas Normal :**

$$\frac{MS}{MR} > 1.5 \longrightarrow \frac{786.79}{378.46} > 1.5$$

$$2.07 > 1.5$$

***SEISME :**

$$\frac{MS}{MR} > 1.3 \longrightarrow \frac{875.79}{214.11} > 1.3$$

$$4.09 > 1.3$$

3.5.2. Vérification au glissement :

On doit vérifier que :

*** Cas Normal :**

$$\frac{N}{H} * \text{tng} \varphi > 1$$

$$\frac{539.08}{78.28} * 0.57 > 1 \longrightarrow 4.2 > 1$$

***séisme :**

$$\frac{N}{H} * \text{tng} \varphi > 1$$

$$\frac{63.1}{78.28} * 0.57 > 1 \longrightarrow 1.63 > 1$$

NB : Le glissement est vérifié.

3.6. Ferrailage de la culée :

3.6.1. Mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière :

- poussée des terres
- poussée des charges locales
- effort de freinage

3.6.1. Evaluation des efforts sur la mure garde grève :

*Moment dû à la poussée des terres :

Le moment maximal à l'encastrement (M_T) à pour expression

$$M_T = (K_a * \gamma * h^3) / 3$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée = 0.33

γ : Poids volumique du remblai 1.8t/m³

h : hauteur du mur remblai=3.9m

$$M_T = (0.33 * 1.8 * 3.9^3) / 3$$

$$M_T = 3.01 \text{ t.m/ml}$$

*Moment dû à la poussée des charges locales:

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h (h - x) / (0.25 + x) dx$$

$$K = k_a * \gamma * s * b_c$$

$$K = 0.33 * 0.8 * 1 * \gamma = 0.266$$

Les valeurs de " M_p/k " pour différents hauteurs :

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/k	2.22	3.39	4.41	6.09	7.43	8.54	9.48

Tableau 19 : Les valeurs de " M_p/k "

Par interpolation linéaire entre $2 \text{ m} < h < 2,5 \text{ m}$

On trouve : $M_p/k = 8.15 \text{ t.m/ml}$

Donc:

$$M_p = 2.17 * \gamma \text{ avec}$$

***Effort de freinage:**

$$M_f = (6 \cdot h) / (0.25 + 2h) \cdot \gamma \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1.6 \text{ ELU} \\ \gamma = 1.2 \text{ ELS} \end{array} \right.$$

$$M_f = (6 \cdot 3.9) \cdot \gamma / (0.25 + 3.9)$$

$$M_f = 2.85 \cdot \gamma$$

3.7. Combinaison d'actions:

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 M_t + 1,6(M_p + M_f) = 12.09 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + (M_p + M_f) = 8.03 \text{ t.m/ml.}$$

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'un étudiant master, et Le dimensionnement d'un pont en béton armé ou précontraint ou même pour celui d'un pont mixte, est un ensemble de procédures basées sur des règlements, des principes et méthodes particuliers.

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans ce cycle, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Pour l'ensemble du tablier du pont Les calculs sont faits à la main. Cela nous a permis de mieux comprendre les différentes phases de calcul ainsi que les hypothèses prises en compte. Nous avons fait suivre tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplisse tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

Pour se faire, nous avons d'abord réalisé une étude en détail d'un pont mixte bi poutre à trois (03) travées de 27,00m.

Dans notre travail ; on a commencé par la présentation de notre projet et ses caractéristiques, puis nous avons fait le pré dimensionnement des éléments constitutifs (tablier, poutres, infrastructure) ; ainsi que le calcul des différentes charges et surcharges appliquées sur cet pont et la vérification des éléments du tablier.

Ce pont a été modélisé à l'aide du logiciel MIDAS Gen.

Bibliographie

[1] Arcelormittal.com – structure mixtes

(<http://www.arcelormittal.com/sections/index.php?id=48&L=1>)

[2] Abdoulaye BIORO; 2007 ; (projet de fin d'étude) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou (université chikh anta diop de dakar, Sénégal).

[3] (Selon le livre de conception des ponts de CALGARO page 225)

[4] page 227 de conception de pont de CALGARO

[5] 226 CALGARO)

[6] Eurocode 4 page 119

[7] page 35 construction métallique « ouvrage d'art T2 » F CIOLINA

[8] page 227 de conception de pont CALGARO

[9] Mémoire de Projet de Fin d'étude ETUDE D'UN PONT MIXTE
ACIER-BETON A NEDROUMA

[10] projet de fin d'étude conception et étude d'un pont (OA.102) dans la wilaya de
l'AGHOUAT.

[11] Livre Ehab Ellobody FINITE ELEMENT ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL AND
STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGES

[12] Y.BELAIDI et S.MAHI;2015; (projet de fin d'étude); Etude de pont mixte sur OUAD
TARJILET dans la wilaya de CHLEF

[13] Mémoire de Projet de Fin d'étude ETUDE TECHNIQUE DU TABLIER D'UN PONT
MIXTE « ACIER-BETON »
POUR LE FRANCHISSEMENT DU RAVIN GOUNTOU YENA.

[14] Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil ETUDE D'UN PONT A
POUTRES INDEPENDANTES EN BETON PRECONTRAIT SUR OUED ESSAM
WILAYA DE NAAMA

Logiciel :

-MIDAS Gen

-Autocade 2007