

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
FERROVIAIRE SUR OUED EL HARRACH  
AU PK 11+155.37**

Présenté par :

BOUBAKEUR Echeima  
LEMAISSI Kahina

Encadré par :

Mr. BOUZIANE Nasser  
Mr. FEDGHOUCHE Farhat

Promotion 2019 / 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

Nos vifs remerciements vont à l'endroit de notre Seigneur, le Détenteur des plus beaux noms et des plus beaux attributs, à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à notre formation et nous ont aidé à parfaire ce travail. Nous tenons particulièrement à remercier :

- ✚ Monsieur BOUZIANE Nacer, encadreur de notre mémoire, chef de service de rénovation à SAPTA d'avoir accepté de nous encadrer.
- ✚ Monsieur FEDGHOUCHE Ferhat, co-encadreur de notre mémoire, chef du département d'infrastructure de base d'avoir accepté de nous encadrer.
- ✚ Tout le personnel de SAPTA : directeur, ingénieurs, agents..., pour leur accueil, leur collaboration et l'aide qu'ils nous ont portée.
- ✚ Monsieur BOUZINA Yasser, ingénieur en travaux publics pour le temps qu'il nous a consacré, ses conseils percutants et sa supervision éclairée tout au long de l'étude de ce projet.
- ✚ Monsieur BOULAKAKEZ Ali, chef de département à SAPTA, pour nous avoir accueilli, et pour tous ses conseils précieux.
- ✚ Madame KHOUASS, enseignante à l'ENSTP, pour son aide dans les démarches administratives et toutes les épreuves rencontrées lors des recherches liées à ce mémoire.
- ✚ Monsieur LEMAISSI Khaled, ingénieur en hydraulique, pour le temps qu'il a consacré à lire et à corriger notre mémoire.
- ✚ Les enseignants de l'ENSTP, qui ont répondu à nos questions et nous ont aidé à surmonter les problèmes rencontrés lors de la rédaction de ce mémoire, principalement Messieurs Hamadi Kamel, Amieur Mohamed, Cherchali Raouf, et l'ingénieur Baba khoya Youcef.
- ✚ L'administration des matériaux et structures, et plus précisément Monsieur BOUNOUCHFOUN Abdelhakim, Mesdames SIAD Nihad, BOURBIA Amina.
- ✚ Madame MEZAACHE Zibouda, chef de service en recherche bibliographique, pour sa contribution en termes de transmission d'informations et de la recherche documentaire.
- ✚ Tous les Enseignants de notre école pour la qualité des enseignements fournis tout au long de notre scolarité en particulier Messieurs RAHMANI, HADID, OUAKLI et Madame MAHIAOUI.
- ✚ L'ENSTP : Son Personnel administratif, son corps professoral et son personnel assistant pour tout le dévouement dont ils ont fait preuve tout au long notre formation d'ingénieur.
- ✚ Nos parents, pour leur amour, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, à la fois moral et matériel.
- ✚ Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.

## *Dédicace*

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

*L'an 2020 qui a été assez spécial.*

*À la femme qui m'a toujours soutenu, ma maman Nacera BOUALI.*

*À l'homme qui m'a toujours encouragé et cru en moi, et grâce à lui je suis qui je suis aujourd'hui, mon papa d'amour Mohamed.*

*À ma grande mère Hadda Ferrahi, qui m'a toujours couverte d'amour, aucune expression ne suffirait pour la remercier.*

*À la mémoire de la combattante, Mani Zaineb Attaf, que la paix soit sur elle.*

*À mes deux grandes sœurs, sans elles ma vie ne sera pas la même, Meriem Romeissa et Nour EL Houda.*

*À mes deux petits frères : Ahmed Saleh Eddine et Abd El Adl.*

*À la famille BOUBAKEUR en particulier : ma tante Fatiha, qui a fait beaucoup de sacrifices pour la réussite de notre grande famille ; mon oncle Boualem, grâce à lui j'ai trouvé ma vocation dans la vie. Et à toutes mes tantes et oncle : Aicha, Nacera, Fatma Zohra, et Youcef.*

*À la famille BOUALI en particulier : ma tante Karima, mon oncle Rachid et à la mémoire de mon défunt oncle Mohamed, que la paix soit sur lui.*

*À mes cousins et cousines : Khadidja, Asma, Mehdi, Isaq, Oussama, Hamza, Islem, Abdelmalek, Meriem, Maissa, Nesrine, Bilal, Merouane, Adel, Bouchera, Amine, Walid, Hichem, et kamel.*

*À la nouvelle génération de notre famille : Arwa, Hadjer, Ziad, Zahra, Sami, Souhaib, Anes, et Naila.*

*Aux deux enseignants qui ont marqué mon parcours scolaire, Anissati Tereha Khadidja et Monsieur Hamrour Zoubir.*

*À l'association qui a changé ma vie -جمعية العلماء المسلمين- فرع شراكة-*

*À toute l'équipe de على خطى الصحابييات et plus précisément Tata Djazia*

*À mes deux meilleures amies pour toujours : la futur médecin : Shahinez El Guendouze et à notre ingénieure récemment diplômée : Fethia Chabane.*

*À tous mes amis rencontrés tout au long de mon passage à l'ENSTP*

*À tous les étudiants qui travaillent dur pour garantir leurs avenir.*

*Echeima BOUBAKEUR  
Le 14/09/2020*

## Dédicace :

*C'est avec toute l'ardeur de mes sentiments que je dédie ce modeste travail,*

*A ma mère, tu m'as toujours comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait, en ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime.*

*A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui est toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mon oncle Khaled et tata Fadhila, qui m'ont toujours poussés et motivé dans mes études vos encouragements et votre soutien m'ont toujours été d'un grand secours.*

*A ma chère sœur Nawel , merci d'être toujours à mes côtés par ta présence et par ton amour*

*A mon cher frère Ilyes, à qui je souhaite beaucoup de bonheur et de réussite*

*A ma petite nièce Alaa je prie Dieu le tout puissant pour qu'il te donne bonheur, santé et prospérité*

*A mes grand-mères, que Dieu vous préserve,*

*A : baya, Nesrine et sihem en souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs moments pour toute la complexité et l'entente qui nous unissent,*

*A ma meilleure amie Lynda, ma guerrière, à qui je souhaite que de bonheur et de réussite*

*A tous mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines en particulier Mahdi et Sabrina pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, a toute la famille LEMAISSI et SAHEB.*

*A ceux qui étaient toujours à mes côtés, mes aimables ami(e)s : Zolla, Ryad, Mohamed, Khokha, Lamine, Badiss, Kader, Roumaissa ,Abir et à toutes personnes que j'aime.*

*A la mémoire de mes grands-parents Abderrahmane et Amer, vous êtes et vous resterez toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma réussite. Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.*

-LEMAISSI Kahina-

## ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر السكة الحديدية لاستبدال جسر تم هدمه مؤخرا، يعلو واد الحراش، بين النقطة الكيلومترية 11+155.37 يقع والنقطة الكيلومترية 11+266.37 بطول 111 متر. بدأنا عملنا بتقديم بحث ببليوغرافي حول ظاهرة الصدأ في المنشآت، حيث قمنا بتصميم ثلاثة (03) بدائل، واخترنا من بينها الاحسن، استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث تم اختيار جسر حديدي مختلط متعدد العوارض. بعد ذلك قمنا بدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية مع الأخذ بعين الاعتبار فحوصات المقاطع المختلطة والدراسة الزلزالية، و عليها تم وضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر تمت معالجة المشروع بطريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج « Robot Structural Analysis Professional 2018 »

**كلمات مفتاحية:** جسر السكة الحديدية جسر مختلط، تصميم، البنية التحتية، التجهيزات.

## Résumé :

L'objet du présent travail est de concevoir et d'étudier un pont ferroviaire remplaçant un pont récemment démolé, surmontant l'Oued El Harrach, situé entre PK11+155.37 et PK11+266.337 d'une longueur de 111 m.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur le phénomène de la corrosion dans les constructions mixtes, Nous avons dressé, par la suite une conception générale, dont laquelle nous avons proposé 3 variantes, pour ensuite faire le choix de la variante retenue, la plus avantageuse, en se basant sur une analyse multicritère, qui nous a permis d'opter pour une solution d'un pont mixte isostatique

Après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par les vérifications des sections mixtes, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en appliquant la réglementation utilisée en Algérie

La modélisation de ce pont s'est basée sur un logiciel en éléments finis « Robot Structural Analysis Professional 2018 ».

**Mots clés:** pont ferroviaire, pont mixte, conception, infrastructure, équipements.

## Abstract:

The main purpose of this work is to design and analyse a railway bridge replacing a recently demolished bridge, surmounting Oued El Harrach, located between PK11 + 155.37 and PK11 + 266.337 with a length of 111 m. First, we start with a bibliographic research about the phenomenon of corrosion in the mixed construction. Moreover, we propose a general design of three (03) variants, the choice of the variant is based on multicriteria analysis, from which we opt for the solution of mixed isostatic bridge. Finally, we study the superstructure and infrastructure by going through verifications of the sections, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria The modeling of this bridge was established by software based on finished elements « Robot Structural Analysis Professional 2018 ».

**key words:**, railway-bridge,mixed bridge, design, infrastructure, equipment,

---

## Table des matières

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE MASTER : LA CORROSION DES CONSTRUCTIONS MIXTES .....</b>	<b>2</b>
M1. INTRODUCTION :.....	2
M2. GENERALITE SUR LA CORROSION :.....	2
M2.1. Les définitions de la corrosion :.....	2
M2.2. Formation général de la corrosion :.....	3
M2.3. Formation de pile de corrosion :.....	3
M2.4. La réaction d'oxydo-réduction de fer :.....	4
M2.5. LES DIFFERENTES FORME DE CORROSION :.....	5
M2.5.1. Corrosion généralisée :.....	5
M2.5.2. Corrosion localisée :.....	5
M2.6. PRINCIPAUX FACTEUR DE CORROSION :.....	6
M3. LOCALISATION DES DESORDRES :.....	6
M4. MESURES DES EFFETS DE LA CORROSION :.....	7
M5. LA CORROSION DANS LES CONSTRUCTIONS MIXTES :.....	7
M5.1. Les effets structural de la corrosion dans les profilés métalliques et le béton armé : (10).....	7
M6. PROTECTION ET LUTTE CONTRE LA CORROSION : (2).....	8
M6.1. Définition de la protection anticorrosion :.....	8
M6.2. Reconnaissances préalables avant travaux :.....	9
M6.3. Prescription :.....	10
M6.4. Risques et solutions :.....	11
M7. CONCLUSION :.....	11
<b>Références.....</b>	<b>12</b>
<b>CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>13</b>
I.1. INTRODUCTION :.....	13
I.2. DEFINITION DU CONCEPT OUVRAGE D'ART.....	14
I.3. UN MINIMUM DE TERMINOLOGIE.....	14
I.4. CRITERES DE CLASSIFICATION DES PONTS EN ACIER.....	15
I.4.1. Utilisation :.....	15
I.4.2. Géométrie :.....	15
I.4.3. Système porteur :.....	15
I.4.4. Type de dalle :.....	15
I.4.5. Section transversale :.....	16
I.4.6. Position de la dalle :.....	16

---

I.4.7. Montage de la structure métallique.....	16
I.5. ELEMENTS STRUCTURAUX :.....	16
I.5.1. Superstructure : .....	16
I.5.2. Infrastructure :.....	17
I.6. LES EQUIPEMENTS : .....	17
I.7. LA VOIE FERREE .....	18
I.8. LES CONSTITUANTS DE LA VOIE FERREE.....	18
I.8.1. Les équipements de la voie :.....	18
I.8.2. Les équipements de l'électrification :.....	19
I.8.3. Les équipements de signalisation : .....	20
I.9. LA DYNAMIQUE FERROVIAIRE.....	21
I.10. CONCLUSION : .....	21
<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>22</b>
II.1. INTRODUCTION :.....	22
II.2. PRESENTATION GENERALE :.....	22
II.3. Le projet d'aménagement ferroviaire de la région algéroise : .....	23
II.4. Présentation de l'ouvrage :.....	23
II.5. Les données de projet :.....	24
II.5.1. Données fonctionnelles : .....	24
II.5.2. Données naturelles :.....	25
II.6. Conclusion :.....	28
<b>CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRESENTATION DES VARIANTES.....</b>	<b>29</b>
III.1. INTRODUCTION : .....	29
III.2. CONCEPTION : .....	29
III.3. VARIANTES PROPOSEES :.....	29
III.3.1. Pont à poutres en béton précontraint par post-tension à travées indépendantes : .....	29
III.3.2. Variante 2 : Pont caisson à hauteur constante en encorbellement successif ....	32
III.3.3. Variante 3 : pont mixte quadri-poutre .....	34
III.4. ANALYSE COMPARATIVE :.....	39
III.4.1. Critères de choix : .....	40
III.4.2. Analyse multicritère : .....	41
III.5. CONCLUSION :.....	42
<b>CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL.....</b>	<b>43</b>
IV.1. INTRODUCTION :.....	43
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL : .....	43
IV.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : .....	43

IV.3.I. Le béton :	43
IV.3.2. L'acier :	46
IV.4. COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE	48
IV.5. LOGICIEL UTILISE :	48
IV.6. CONCLUSION :	49
<b>CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES</b>	<b>50</b>
V.1. INTRODUCTION :	50
V.2. EVALUATION DES CHARGES	50
V.3. LES CHARGES PERMANENTES (HORS TRAFIC) :	50
V.3.1. Poids propre du tablier :	50
V.3.2. Les charges permanentes supplémentaires (CCP) :	53
V.4. CHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE :	53
IV.4.1. Charges verticales :	54
IV.4.2. Les charges horizontales :	57
V.5. ACTIONS POUR LES PASSAGES DE SERVICE NON ACCESSIBLES AU PUBLIC :	58
V.6. CHARGES ACCIDENTELLES (DERAILEMENT) :	58
V.6.1. cas I :	58
V.6.2. cas II :	59
V.7. CHARGES DUES AUX ACTIONS CLIMATIQUES :	59
V.7.1. Effet de la température :	59
V.7.2. Effet du vent :	59
V.8. ACTIONS SISMIQUES :	60
V.9. LES COMBINAISONS D'ACTIONS :	60
V.10. GROUPE DE CHARGES :	61
V.11. CONCLUSION :	61
<b>CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX</b>	<b>62</b>
VI.1. INTRODUCTION :	62
VI.2. CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX :	62
VI.2.1. Travée de rive (33m) :	62
VI.2.2. Travée intermédiaire (45m) :	63
VI.3. METHODE ANALYTIQUE « GUYON-MASSONET » :	64
VI.3.1. Détermination des paramètres du calcul :	64
VI.3.2. Position des poutres :	65
VI.3.3. Calcul du coefficient de répartition transversale du moment fléchissant :	65
VI.4. MODELISATION NUMERIQUE «LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018 » :	71
VI.4.1. Resultats de la modélisation.	72

---

VI.5. COMPARAISON DES RESULTATS :	76
VI.5. CONCLUSION :	76
<b>CHAPITRE VII : CALCUL DE TABLIER MIXTE.....</b>	<b>77</b>
VII.1. INTRODUCTION :	77
VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL :	77
VII.3. COEFFICIENT D'EQUIVALENCE :	77
VII.4. LARGEURS EFFICACES :	78
VII.4.1. Travée de rive (33m) :	79
VII.4.2. Travée intermédiaire (45m) :	79
VII.5. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS :	80
VII.6. ANALYSE DES CONTRAINTES :	82
VII.6.1. Première phase (construction) :	82
VII.6.2. Deuxième phase (section mixte) :	85
VII.6.3. troisième phase (section mixte) :	86
VII.6.4. quatrième phase (section mixte) :	88
VII.7. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS A L'ETAT LIMITE ULTIME .....	91
VII.7.1. Classification des sections transversales :	91
VII.7.2. Analyse plastique :	92
VII.7.3. Analyse élastique :	97
VII.7.4. Vérification de la résistance à l'instabilité :	99
VII.8. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS A L'ETAT LIMITE DE SERVICE : .....	100
VII.8.1. Limitation des contraintes :	100
VII.8.2. Respiration de l'âme :	104
VII.8.3. Contrôle des déformations :	105
VII.9. LES CONNECTEURS :	105
VII.10. VERIFICATION DE L'ENTRETOISE :	107
VII.11. Etude de la dalle :	109
VII.10.1. Calcul des moments de la dalle :	109
VII.10.2. Ferrailage vis-à-vis l'état limite ultime de flexion :	109
VII.12. CONCLUSION :	110
<b>CHAPITRE VIII : LES EQUIPEMENTS DU TABLIER .....</b>	<b>111</b>
VIII.1. INTRODUCTION :	111
VIII.2. LES APPAREILS D'APPUI :	111
VIII.2.1. Les appareils d'appui en élastomère fretté :	111
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :	111
VIII.2.3. Calcul des efforts horizontaux :	114
VIII.2.3. Vérification de dimensionnement :	114

---

VIII.3. LES DES D'APPUI : .....	116
VIII.3.1. Fonction des dés d'appui : .....	116
VIII.3.2. Dimensionnement des dés d'appui : .....	116
VIII.3.3. ferrailage des dés d'appui : .....	116
VIII.4. LES JOINTS DE BALLAST : .....	117
VIII.4.1. Calcul de souffle des joints : .....	117
VIII.5. EVACUATION DES EAUX : .....	119
VIII.6. CONCLUSION : .....	120
<b>CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</b>	<b>121</b>
IX.1. INTRODUCTION : .....	121
IX.2. CONCEPTION DES APPUIS : .....	121
IX.2.1. Conception de la pile : .....	121
IX.2.2. Conception de la culée : .....	123
IX.3. EVALUATION DES RAIDEURS TOTALES : .....	126
IX.4. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE RPOA 2008 : .....	127
IX.4.1. Évaluation de l'effort sismique longitudinal : .....	128
IX.4.2. Évaluation de l'effort sismique transversal : .....	129
IX.4.3. Composante verticale : .....	129
IX.4.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) : .....	130
IX.5. ETUDE DES APPUIS : .....	130
IX.5.1. Étude de la pile : .....	130
IX.5.2. Etude de la fondation sous la pile : .....	134
IX.6.2. Étude de la culée : .....	139
IX.6.3. Etude de la fondation sous culée : .....	147
<b>CONCLUSION GENERALE : .....</b>	<b>152</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>154</b>

---

## LISTE DES FIGURES :

### CHAPITRE MASTER : LA CORROSION DES CONSTRUCTIONS MIXTES

Figure M. 1. Tôle métallique corrodé.....	3
Figure M. 2. Pile galvanique .....	4
Figure M. 3. Pile par aération différentielle .....	4
Figure M. 4. Principe général de la « pile de corrosion ».....	5
Figure M. 5. Répartition des modes de corrosion relevés dans un grand groupe chimique européen .....	6

### CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1. Le pont de Forth mise en service en 1890 -un exemple d'un pont ferroviaire-	13
Figure I. 2. L'ouverture et la portée d'un pont. ....	14
Figure I. 3. Le débouché.....	15
Figure I. 4.Eléments structuraux (infrastructure et superstructure).....	16
Figure I. 5.Vue schématique des éléments constituant la superstructure d'un mixte bipoutre .....	16
Figure I. 6. Système d'évacuation des eaux de pluie.....	18
Figure I. 7.les équipements de la voie ferrée .....	19
Figure I. 8.Caténaire et pantographe .....	20
Figure I. 9.Le Bloc Automatique Lumineux .....	21
Figure I. 10. système l'ERTMS.....	21

### CHAPITRE II : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

Figure II. 1.extrait d'une vue satellite de la localisation du projet.....	22
Figure II. 2.Situation en plan de l'ouvrage.....	23
Figure II. 3.Tracé en plan de la voie portée.....	24
Figure II. 4. Profil en long de la voie portée.....	25
Figure II. 5. Profil en travers de la voie portée.....	25
Figure II. 6. La carte géologique .....	27
Figure II. 7. Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	28

### CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRESENTATION DES VARIANTES

Figure III. 1.Implantation des appuis de la variante 1 .....	30
Figure III. 2. Coupe transversale de la variante 1 .....	31
Figure III. 3. Les dimensions des poutres de la variante 1 .....	31
Figure III. 4. Coupes longitudinales de la variante 2.....	32
Figure III. 5.définitions des dimensions de la section caisson (SETRA, p38).....	32
Figure III. 6.Coupe transversale de la variante 2.....	33
Figure III. 7. Implantation des appuis de la variante 3 .....	35
Figure III. 8. Définitions des dimensions de la section en I .....	35
Figure III. 9. Coupe transversale de la variante 3.....	37
Figure III. 10. Les dimensions des poutres de la travée principale .....	37
Figure III. 11. Les dimensions des poutres de la travée de rive .....	38
Figure III. 12. La disposition des entretoises de la travée intermédiaire.....	38
Figure III. 13. La disposition des entretoises de la travée de rive .....	38

### CHAPITRE IV : HYPOTHESES DU CALCUL

Figure IV. 1.diagramme de la contrainte limite à l'ELU.....	45
Figure IV. 2.Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs .....	47

### CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure V. 1. Variation de la section de la poutre intermédiaire.....	51
Figure V. 2.variation de la section de la poutre de rive.....	51
Figure V. 3.Modèle de charge UIC71 .....	54

Figure V. 4.excentricité des charges verticales .....	54
Figure V. 5.Modèle de charge SW/0. ....	55
Figure V. 6.Modèle de charge SW/2. ....	55
Figure V. 7.Modèle de charge train à vide .....	55
Figure V. 8.limite de la flèche sous poids permanent .....	56
Figure V. 9. Charge équivalente qA1d .....	59
Figure V. 10. Cas 2 – charge équivalente qA2d .....	59
<b>CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX</b>	
Figure VI. 1. Positions des poutres .....	65
Figure VI. 2. Tracé des lignes d'influence de $K\alpha$ pour la travée de rive.....	66
Figure VI. 3. Tracé des lignes d'influence de $K\alpha$ pour la travée intermédiaire .....	66
Figure VI. 4.diffusion des surcharges ferroviaires .....	67
Figure VI. 5. Modélisation de tablier avec logiciel ROBOT.....	72
Figure VI. 6. Diagramme du moment de flexion max à ELU2 (travée de rive).....	73
Figure VI. 7. Diagramme de l'effort tranchant max à ELU2 (travée de rive).....	73
Figure VI. 8. Diagramme du moment de flexion max à ELS2 (travée de rive) .....	73
Figure VI. 9. Diagramme de l'effort tranchant max à ELS2 (travée de rive) .....	74
Figure VI. 10. Diagramme du moment de flexion max à ELU2 (travée intermédiaire) .....	75
Figure VI. 11. Diagramme de l'effort tranchant max à ELU2 (travée intermédiaire) .....	75
Figure VI. 12. Diagramme du moment de flexion max à ELS2 (travée intermédiaire) .....	75
Figure VI. 13. Diagramme de l'effort tranchant max à ELS2 (travée intermédiaire) .....	75
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DU TABLIER MIXTE</b>	
Figure VII. 1. Définition de la largeur efficace .....	78
Figure VII. 2. Détermination des portées équivalentes $L_e$ pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.....	78
Figure VII. 3.Modélisation du modèle métallique (phase I) .....	83
Figure VII. 4. Charges équivalente superstructure .....	85
Figure VII. 5.Etat de contrainte due au retrait .....	86
Figure VII. 6. Position de l'axe neutre plastique .....	91
Figure VII. 7. Axe neutre plastique – Bras de levier .....	93
Figure VII. 8. Paramètre de calcul du moment statique .....	102
Figure VII. 9. Diagramme des contraintes. Entretoise d'about (travée de rive).....	107
Figure VII. 10. Diagramme des contraintes. Entretoise intermédiaire (travée de rive) ....	107
Figure VII. 11. Diagramme des contraintes. Entretoise d'about (travée intermédiaire) ...	108
Figure VII. 12. Diagramme des contraintes. Entretoise intermédiaire (travée intermédiaire) .....	108
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DES EQUIPEMENT</b>	
Figure VIII.1. Composition schématique d'un appareil d'appui. ....	112
Figure VIII. 2. Appareil d'appui pour de la travée intermédiaire.....	113
Figure VIII. 3. Appareil d'appui pour de la travée de rive .....	113
Figure VIII. 4. L'emplacement des joints dans l'ouvrage .....	119
Figure VIII. 5.Systeme d'évacuation des eaux .....	120
<b>CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>	
Figure IX. 1.Pile voile sous forme hydrodynamique.....	122
Figure IX. 2.Schéma de la pile .....	123
Figure IX. 3.figure présentant la culée enterrée .....	123
Figure IX. 4.figure présentant la culée remblayée.....	124
Figure IX. 5.Murs en retours .....	125
Figure IX. 6.Schéma de la culée.....	126
Figure IX. 7.Schéma statique d'une travée .....	129

---

Figure IX. 8.ferraillage du voile .....	133
Figure IX. 9.ferraillage du chevêtre.....	134
Figure IX. 10.ferraillage se la semelle sous la pile.....	137
Figure IX. 11.ferraillage d'un pieu sous la pile.....	138
Figure IX. 12. Ferraillage des éléments la culée. ....	151
Figure IX. 13. Ferraillage du pieu sous culée.....	151

---

## LISTE DES TABLEAUX :

### CHAPITRE MASTER : LA CORROSION DES CONSTRUCTIONS MIXTES

Tableau M. 1. Les facteurs de la corrosion humide.....	6
--	---

### CHAPITRE II : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

Tableau II. 1. Les coordonnées UTM du début et fin de tracé.....	22
Tableau II. 2. Les valeurs de gradient thermique selon RCPR.....	27
Tableau II. 3. Coefficient d'accélération de zone .....	28

### CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRESENTATION DES VARIANTES

Tableau III. 1. les dimensions de la section transversale selon VIPP .....	30
Tableau III. 2. Longueur des travées de la variante 2.....	32
Tableau III. 3. les dimensions de la section transversale de la variante 2 .....	33
Tableau III. 4. les dimensions de la section transversale de la variante 3 .....	35
Tableau III. 5. Les coefficients des critères.....	41
Tableau III. 6. Analyse multicritère.....	42

### CHAPITRE IV : HYPOTHESES DU CALCUL

Tableau IV. 1. normes et règles de calcul.....	43
Tableau IV. 2. variations de la résistance à la compression à J jours.....	44
Tableau IV. 3. variations de la résistance à la traction à J jours.....	44
Tableau IV. 4. Les valeurs de La contrainte limite de compression à l'état limite ultime ..	45
Tableau IV. 5. les valeurs de la contrainte limite de traction selon le cas de fissuration .....	46
Tableau IV. 6. caractéristiques de l'acier utilisé selon la norme EN10025-2.....	47
Tableau IV. 7. valeurs des contraintes admissibles .....	47
Tableau IV. 8. Coefficients partiels de sécurité à l'ELU.....	48
Tableau IV. 9. Coefficients partiels de sécurité à l'ELS .....	48

### CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V. 1. poids spécifique des matériaux et éléments constituant la voie ferrée.....	50
Tableau V. 2. poids propre de la poutre de la travée intermédiaire.....	51
Tableau V. 3. poids propre de la poutre de la de rive.....	51
Tableau V. 4. Poids des entretoises pour la travée intermédiaire de 45 m.....	52
Tableau V. 5. Poids des entretoises pour la travée de rive de 33 m .....	52
Tableau V. 6. Evaluation des Compléments de charges permanentes .....	53
Tableau V. 7. Evaluation des combinaisons a l'ELS .....	60
Tableau V. 8. Evaluation des combinaisons a l'ELU.....	60
Tableau V. 9. groupe de charge .....	61

### CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI. 1. moments et efforts tranchants des surcharges pour la travée de rive .....	62
Tableau VI. 2. Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants pour la travée de rive .....	62
Tableau VI. 3. Moments et efforts tranchants des surcharges pour la travée de rive .....	63
Tableau VI. 4. Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants pour la travée intermédiaire.....	63
Tableau VI. 5. Calcul de paramètre de torsion $\alpha$ .....	64
Tableau VI. 6. Calcul de paramètre d'entretoisement $\Theta$ .....	65
Tableau VI. 7. Position des poutres .....	65
Tableau VI. 8. Kamoy pour la voie 1 chargée (travée de rive) .....	67
Tableau VI. 9. Kamoy pour la voie 2 chargée (travée de rive) .....	67
Tableau VI. 10. Kamoy pour les deux voies chargées (travée de rive).....	67
Tableau VI. 11. Kamoy pour la voie 1 chargée (travée intermédiaire) .....	68
Tableau VI. 12. Kamoy pour la voie 2 chargée (travée intermédiaire).....	68

Tableau VI. 13. Kamoy pour les deux voies chargées (travée intermédiaire).....	68
Tableau VI. 14. Les efforts des surcharges repris par chaque poutre pour la travée de rive .....	68
Tableau VI. 15. Les efforts des surcharges repris par chaque poutre pour la travée intermédiaire.....	69
Tableau VI. 16. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 1 (travée de rive) .....	69
Tableau VI. 17. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 1(travée de rive).....	69
Tableau VI. 18. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 2 (travée de rive) .....	70
Tableau VI. 19. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 2 (travée de rive).....	70
Tableau VI. 20. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 1 (travée intermédiaire) .....	70
Tableau VI. 21. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 1(travée intermédiaire) .....	70
Tableau VI. 22. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 2 (travée intermédiaire) .....	71
Tableau VI. 23. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 2(travée intermédiaire) .....	71
Tableau VI. 24. Les étapes de la modélisation du tablier sur le logiciel ROBOT .....	71
Tableau VI. 25. Valeurs du moment de flexion max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée de rive .....	72
Tableau VI. 26. Valeurs de l'effort tranchant max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée de rive .....	72
Tableau VI. 27. Les combinaisons des moments avec logiciel robot pour la travée de rive .....	73
Tableau VI. 28. Valeurs du moment de flexion max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée intermédiaire.....	74
Tableau VI. 29. Valeurs de l'effort tranchant max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée intermédiaire. ....	74
Tableau VI. 30. Les combinaisons des moments avec logiciel robot pour la travée intermédiaire.....	74
Tableau VI. 31. Comparaison des résultats de la travée de rive.....	76
Tableau VI. 32. Comparaison des résultats de la travée intermédiaire .....	76
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DU TABLIER MIXTE</b>	
Tableau VII. 1. Les valeurs de coefficient d'équivalence .....	77
Tableau VII. 2. La largeur efficace pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire de la travée de rive .....	79
Tableau VII. 3. La largeur efficace pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire de la travée intermédiaire.....	79
Tableau VII. 4. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule pour la travée de rive.....	80
Tableau VII. 5. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule pour la travée intermédiaire.....	80
Tableau VII. 6. Caractéristiques élastiques de la section du béton. ....	80
Tableau VII. 7. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges pour la travée de rive .....	81

Tableau VII. 8. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges pour la travée intermédiaire.....	81
Tableau VII. 9. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de la superstructure à long terme pour la travée de rive .....	81
Tableau VII. 10. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de la superstructure à long terme pour la travée intermédiaire .....	81
Tableau VII. 11. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de retrait pour la travée de rive .....	82
Tableau VII. 12. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de retrait pour la travée intermédiaire.....	82
Tableau VII. 13. Charge linéaire équivalente au poids propre de la dalle pour chaque poutre .....	82
Tableau VII. 14. Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée de rive.....	83
Tableau VII. 15. Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction pour la travée de rive.....	83
Tableau VII. 16. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée de rive.....	84
Tableau VII. 17. Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée intermédiaire.....	84
Tableau VII. 18. Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction pour la travée intermédiaire.....	84
Tableau VII. 19. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée intermédiaire .....	84
Tableau VII. 20. Les moments de flexion et les efforts tranchant des ccp –travée de rive-	85
Tableau VII. 21. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée de rive.....	85
Tableau VII. 22. Les moments de flexion et les efforts tranchants des ccp –travée intermédiaire - .....	86
Tableau VII. 23. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée intermédiaire .....	86
Tableau VII. 24. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au retrait – travée de rive .....	87
Tableau VII. 25. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au retrait – travée intermédiaire.....	88
Tableau VII. 26. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues à la température – travée de rive.....	88
Tableau VII. 27. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues à la température – travée intermédiaire.....	89
Tableau VII. 28. Les moments de flexion et les efforts tranchant de groupe 14 –travée de rive- .....	89
Tableau VII. 29. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au Gr14– travée de rive	89
Tableau VII. 30. Les moments de flexion et les efforts tranchants de groupe 14 –travée intermédiaire- .....	89
Tableau VII. 31. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au Gr14– travée intermédiaire.....	90
Tableau VII. 32. Les combinaisons des efforts internes pour la poutre la plus sollicité –travée de rive-.....	90
Tableau VII. 33. Les combinaisons des efforts internes pour la poutre la plus sollicité –travée intermédiaire - .....	90
Tableau VII. 34. classification de la section mixte –travée de rive- .....	92
Tableau VII. 35. Classification de la section mixte –travée intermédiaire- .....	92
Tableau VII. 36. Justification à la flexion de la poutre de la travée de rive par une analyse plastique .....	93

Tableau VII. 37. Justification à la flexion de la poutre de la travée intermédiaire par une analyse plastique .....	94
Tableau VII. 38. Contraintes finale- section d'about de la travée de rive -ELU .....	98
Tableau VII. 39. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée de rive -ELU .....	98
Tableau VII. 40. Contraintes finale- section d'about de la travée intermédiaire -ELU .....	98
Tableau VII. 41. Contraintes finale- section intermédiaire de la travée intermédiaire -ELU .....	99
Tableau VII. 42. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée intermédiaire -ELU .....	99
Tableau VII. 43. Contraintes finale- section d'about de la travée de rive -ELS .....	100
Tableau VII. 44. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée de rive -ELS .....	100
Tableau VII. 45. Contraintes finale- section d'about de la travée intermédiaire -ELS .....	101
Tableau VII. 46. Contraintes finale- section intermédiaire de la travée intermédiaire -ELS .....	101
Tableau VII. 47. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée intermédiaire -ELS .....	101
Tableau VII. 48. Synthèse des contraintes de cisaillement-travée de rive- .....	103
Tableau VII. 49. Synthèse des contraintes de cisaillement-travée intermédiaire- .....	104
Tableau VII. 50. Les moments longitudinaux et transversaux de la dalle .....	109
Tableau VII. 51. Ferrailage de la dalle .....	109
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DES EQUIPEMENT</b>	
Tableau VIII. 1. Les dimensions des appareils d'appuis .....	113
Tableau VIII. 2. stabilité au flambement .....	115
Tableau VIII. 3. Résistance à la compression .....	115
Tableau VIII. 4. Limitation de la distorsion .....	115
Tableau VIII. 5. Vérification de non glissement .....	116
Tableau VIII. 6. Les dimensions des dés d'appuis .....	116
Tableau VIII. 7. ferrillages des dés d'appuis .....	117
Tableau VIII. 8. Les souffles des joints de ballast .....	119
<b>CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>	
Tableau IX. 1. Raideur statique et dynamique longitudinal des appuis .....	127
Tableau IX. 2. Raideur statique et dynamique transversal des appuis .....	127
Tableau IX. 3. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui .....	128
Tableau IX. 4. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui .....	129
Tableau IX. 5. les réactions de chaque travée .....	129
Tableau IX. 6. Distribution des forces verticales sur chaque appui .....	130
Tableau IX. 7. Combinaisons d'action à l'ELA .....	130
Tableau IX. 8. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée .....	130
Tableau IX. 9. Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée .....	131
Tableau IX. 10. Combinaisons des efforts de la pile .....	131
Tableau IX. 11. Les efforts de ferrailage de fut le plus sollicité sens principale long .....	132
Tableau IX. 12. Les efforts de ferrailage de fut le plus sollicité sens principale transversal .....	132
Tableau IX. 13. combinaison des efforts appliqués sur la semelle .....	134
Tableau IX. 14. Efforts normaux revenants à chaque pieu. ....	135
Tableau IX. 15. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête des pieux. ....	138
Tableau IX. 16. Le poids propre des éléments de la culée .....	139
Tableau IX. 17. Les poussées des terres. ....	140
Tableau IX. 18. Les efforts dus à la surcharge du remblai. ....	141

---

Tableau IX. 19. Les réactions verticales.....	142
Tableau IX. 20. Force de démarrage et de freinage.....	142
Tableau IX. 21. Combinaisons des efforts de la culée à l'ELU et ELS .....	142
Tableau IX. 22. Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée.....	142
Tableau IX. 23. Valeurs extrêmes de la poussée dynamique .....	143
Tableau IX. 24. Sommation des efforts sismiques de la culée .....	143
Tableau IX. 25. Effort sismique du tablier agissant sur la culée.....	143
Tableau IX. 26. Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée.....	143
Tableau IX. 27. Les efforts dus au poids propre à l'ELA .....	143
Tableau IX. 28. Evaluation des efforts à l'ELA .....	144
Tableau IX. 29. Tableau récapitulatif des efforts à la base du mur frontal .....	144
Tableau IX. 30. Les efforts appliqués au mur garde-grève .....	144
Tableau IX. 31. Les efforts appliqués au mur en aile.....	144
Tableau IX. 32. Les efforts de fut le plus sollicité sens principale long .....	145
Tableau IX. 33. Les efforts de fut le plus sollicité sens principale tansv .....	145
Tableau IX. 34. Les efforts du ferrailage de la dalle de transition .....	146
Tableau IX. 35. Les efforts du ferrailage du corbeau.....	147
Tableau IX. 36. Les efforts appliqués à la base de la semelle.....	147
Tableau IX. 37. Capacité portante des pieux .....	147
Tableau IX. 38. Effort revenant à chaque pieu et vérification du risque.....	148
Tableau IX. 39. Les efforts en tête du pieu .....	150

---

## LISTE DES NOTATIONS

$A_a$  : Section transversale du profilé (acier)  
 $A_b$  : Section transversale du béton  
 $A_h$  : Surface équivalente, section homogénéisée, section mixte transversale acier-béton  
 $A_S$  : Section d'armatures  
 $b$  : La demi largeur active  
 $b_0$  : Distance entre les axes des connecteurs en saillie  
 $b_{eff}$  : Largeur efficace (largeur participante du béton)  
 $b_{ei}$  : Largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme  
 $b_i$  : Largeur semelle inférieure du profilé  
 $b_s$  : Largeur semelle supérieure du profilé  
 $E_a$  : Module d'élasticité de l'acier de charpente  
 $E_{cm}$  : Module d'élasticité relatif au béton  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier passif  
 $E_a$  : Module d'élasticité de l'acier de charpente  
 $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique de calcul à la traction du béton  
 $f_u$  : Résistance à la rupture de l'acier en traction  
 $f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $F_L$  : Force séismique longitudinale.  
 $F_T$  : Force séismique transversale.  
 $F_v$  : Force séismique vertical  
 $g$  : Accélération de pesanteur  
 $G$  : Module de déformation transversale  
 $G_d$  : Action permanente  
 $GM$  : Guyon Massonet  
 $H$  : Hauteur de l'hourdi  
 $h$  : Hauteur de la poutre  
 $h_w$  : Hauteur de l'âme  
 $I$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité  
 $K$  : Coefficient de répartition transversale.  
 $K_i$  : La raideur  
 $k_\tau$  : Coefficient de voilement  
 $L$  : La portée du pont  
 $L_{a,b}$  : Longueur d'influence relative aux freinages et accélérations  
 $M$  : Moment fléchissant  
 $M_P$  : Masse des piles.  
 $M_T$  : Masse du tablier.  
 $N$  : Effort normal  
 $M_{ED}$  : Moment fléchissant sollicitant  
 $M_{pl,Rd}$  : Moment plastique résistant de la section  
 $N$  : Effort normal  
 $n$  : Coefficient d'équivalence  
 $q_{vk}$  : Charge répartie des trains de type SW  
 $Q_{vk}$  : Charge concentrée  
 $Q_{lak}$  : Force horizontale de démarrage  
 $Q_{lbk}$  : Force horizontale de freinage  
 $R$  : Réaction au niveau de la poutre  
 $S$  : Facteur de forme, coefficient de site

---

$S_a(T)$  : Accélération spectrale  
 $T$  : Hauteur de l'élastomère  
 $T_i$  : Période  
 $t_i$  : Epaisseur semelle inférieure du profilé  
 $t_s$  : Epaisseur semelle supérieure du profilé  
 $t_w$  : Epaisseur de l'âme du profilé  
 $U$  : Déformation  
 $V$  : Effort tranchant en général  
 $V_{b,RD}$  : Résistance au voilement  
 $V_{Ed,ser}$  : Effort tranchant sollicitant à l'état limite de service  
 $V_{ED}$  : Effort tranchant sollicitant  
 $V_{pl,RD}$  : Résistance plastique au cisaillement  
 $W_{pl,y}$  : Module de résistance plastique par rapport à l'axe y  
 $y_G$  : Position du centre de gravité par rapport à l'axe y  
 $\alpha_c$  : Coefficient de dilatation thermique  
 $\gamma_c$  : Coefficient de sécurité partiel du béton  
 $\gamma_M$  : Coefficient de sécurité partiel de l'acier de charpente à l'état limite ultime  
 $\gamma_{Mser}$  : Coefficient de sécurité partiel de l'acier de charpente à l'état limite de service  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité partiel de l'acier passif  
 $\epsilon_r$  : Déformation totale du béton à la fin des différents retraits  
 $\epsilon_T$  : Déformation du béton due au gradient thermique  
 $\sigma(z)$  : Contrainte normale à un point donné situé à une distance z du centre de gravité  
 $\sigma_a$  : Contrainte de l'acier  
 $\sigma_b$  : Contrainte du béton  
 $\sigma_E$  : Contrainte critique d'Euler  
 $\sigma_{Ed,ser}$  : Contrainte sollicitante à l'état limite de service  
 $\tau_{Ed,ser}$  : Contrainte de cisaillement sollicitant à l'état limite de service  
 $\tau_{ED}$  : Contrainte de cisaillement sollicitante  
 $\chi_w$  : Contribution de l'âme à la résistance au voilement  
 $L_\emptyset$  : Longueur déterminante associée à  $\emptyset$   
 $\emptyset$  : Coefficient de majoration dynamique  
 $\mu$  : Moment statique  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $v$  : Distance verticale entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section  
 $v'$  : Distance verticale entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section  
 $\omega$  : Moment statique  
 $\alpha$  : Facteur régissant la position de l'axe neutre plastique  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\gamma$  : Coefficient partiel  
 $\delta$  : La distorsion  
 $\lambda$  : L'élancement  
 $\xi$  : Amortissement  
 $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Le transport ferroviaire représente un des piliers fondamentaux du développement durable et de la prospérité de tout pays. Des systèmes de transport efficaces et des réseaux de communication modernes sont donc une nécessité pour le développement économique, et la préservation de l'environnement.

Les ponts ferroviaires sont considérés comme étant des ouvrages spécifiques, qui se distinguent des ponts routes par le type des surcharges d'exploitation et leurs effets, ainsi que par les déplacements et les contraintes générées à travers les effets dynamiques produit par le rail et l'interaction voie-ouvrage d'art.

Dans le cadre de son programme pour le développement des transports ferroviaires en Algérie, L'Agence Nationale d'Étude et de Suivi des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF) a adopté un programme de restructuration du réseau ferroviaire national par la modernisation des lignes existantes.

Cette modernisation comprend l'augmentation des vitesses de circulation par la rectification du tracé des lignes, la remise en état des plateformes ferroviaire, l'électrification et le renouvellement de la voie et du ballast.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre sujet de fin d'études, il consiste à faire une conception et une étude d'un pont ferroviaire remplaçant un pont récemment démolé, surmontant Oued El Harrach, situé entre PK11+155.37 et PK11+266.337 d'une longueur de 111 m.

Le travail réalisé sera est présenté dans ce mémoire en neuf chapitres. Le premier chapitre porte sur une recherche bibliographique sur les ponts. Le second chapitre comportera des généralités et exposera la situation géographique, les données fonctionnelles et naturelles du projet. Le troisième chapitre traitera les différentes variantes proposées lors de la phase de conception ainsi qu'une analyse multicritère qui déterminera la variante retenue pour l'étude de l'ouvrage. Le quatrième chapitre portera sur l'étude des matériaux où seront décrits, les caractéristiques physiques et mécaniques de ces derniers. Après cela, le chapitre cinq aura pour contenu le calcul des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage ainsi que les différentes combinaisons de charge. Par la suite, le chapitre six concernera le calcul des efforts en utilisant deux méthodes différentes. Le septième chapitre est consacré au calcul de la section mixte, à l'ossature métallique et les vérifications des poutres maitresses et les entretoises par rapport aux différentes instabilités, et en terminant par une étude de la dalle. Le chapitre huit traitera du calcul des équipements de pont. Pour finir, le chapitre neuf comprend l'étude de l'infrastructure qui traite les piles et les culées en décrivant le dimensionnement et le ferrailage de leurs différents composants ainsi que celui de la semelle et des pieux

Concernant le chapitre de master nous allons traiter le sujet de la corrosion dans les constructions mixtes.

Le mémoire se termine par une conclusion générale qui portera sur la finalité de ce travail et décrira les nombreux enseignements et connaissances acquis au cours de ce projet de fin d'études.

**CHAPITRE MASTER :**

**LA CORROSION DES  
CONSTRUCTIONS MIXTES**

## CHAPITRE MASTER : LA CORROSION DES CONSTRUCTIONS MIXTES

### M1. INTRODUCTION :

Pour assurer la durabilité de l'ouvrage métallique, mixte ou même en béton armé, il est nécessaire de compter sur la performance des qualités essentielles de l'acier, en particulier ses propriétés mécaniques, Or, exposée à l'atmosphère, la surface de l'acier se détériore par corrosion (1).

Les désordres observés sur les structures métalliques sont principalement occasionnés par la corrosion qui se manifeste différemment sur les parties métalliques en fonction des zones d'exposition.

### M2. GENERALITE SUR LA CORROSION :

#### M2.1. Les définitions de la corrosion :

La corrosion est la dégradation de l'état métallique initial sous l'action du milieu ambiant par un processus autre que mécanique (essentiellement chimique, électrochimique ou biochimique).

La réaction de base de corrosion des métaux est la corrosion électrochimique. Elle correspond à une réaction d'oxydo-réduction, dont :

- La réaction d'oxydation d'un métal est appelée « réaction anodique ».
- La réaction de réduction d'un agent oxydant est appelée « réaction cathodique »

Pour ce dernier dans le cas des métaux, deux cas de figures peuvent se reconnector :

- Un environnement aéré, pour lequel l'agent oxydant est l'oxygène dessous.
- Un environnement désaéré, pour lequel l'agent est l'eau ( $H_2O$  ou  $H^+$ ). Le matériau est toujours le siège de la réaction d'oxydation.

Ainsi, un acier immergé en milieu marin ou fluvial aéré subit une réaction anodique de dissolution de fer, à laquelle s'associe la réaction cathodique de l'oxygène dessous, des ions  $H_3O^+$  ou de l'eau. (2)

Nous distinguerons en première approximation deux grandes familles de corrosion :

- **La corrosion sèche :**

Il s'agit le plus souvent de l'attaque d'un métal M par un gaz G selon une réaction du type :  
 $M + G \rightarrow X$ ,

Où X est un produit de corrosion le plus souvent solide. Le gaz considéré est souvent l'oxygène mais il faut aussi tenir compte d'autres gaz tels que  $SO_2$ ,  $Cl_2$ ,  $Br_2$  ou  $H_2S$ . (3)

- **La corrosion en milieu aqueux :**

La corrosion aqueuse est de nature électrochimique. Elle est caractérisée par l'apparition de courant électrique en dehors de toute source extérieure, c'est à dire par déplacement d'électrons au sein de la masse métallique. (3)

### M.2.2. Formation générale de la corrosion :

Afin d'expliquer ce qu'est réellement la corrosion et quel est son processus de formation, il est indispensable de faire l'étude chimique en explorant la matière de manière atomique.

Les atomes de fer peuvent laisser plus ou moins de place selon leur forme allotropique. C'est dans ses espaces entre atomes de fer que viennent se loger des atomes de dioxygène  $O_2$  présente dans l'eau ou dans l'air humide formant ainsi du  $Fe_2O_3$  (oxyde de fer) ou appelé rouille. Elle sera plus rapide dans une solution aqueuse due à la bonne conductivité. Elle se caractérise par un dépôt brunâtre se formant par couches sur la surface du métal. (5)



Figure M. 1. Tôle métallique corrodé

### M.2.3. Formation de pile de corrosion :

La formation de ces « piles de corrosion » peut être due soit à l'hétérogénéité des matériaux, soit à l'hétérogénéité du milieu environnant.

- **Hétérogénéité des matériaux :**

Dans ce cas, on a affaire à une pile dite "galvanique". Qui peut se former entre deux métaux différents immergés dans un électrolyte (eau salée par exemple), ou simplement placés sous une fine pellicule d'humidité. Ce phénomène peut également se produire en différentes parties d'un même métal ou entre deux métaux de composition chimique voisine mais non identique, par exemple :

- entre les diverses couches de ferrite et d'oxydes dans le fer puddlé ;
- entre les diverses zones d'un acier partiellement calaminé ;
- entre les rivets et le métal constitutif de l'ossature dans un ouvrage rivé ;
- entre le métal de base et le métal d'apport dans un ouvrage soudé.

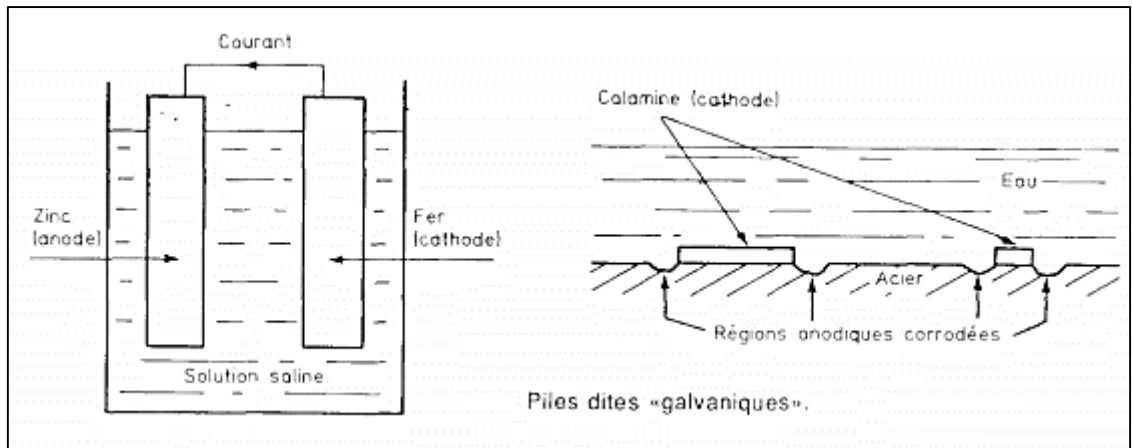


Figure M. 2. Pile galvanique

• **Hétérogénéité du milieu environnant :**

Le cas le plus courant est la pile dite "par aération différentielle" ; l'hétérogénéité se situe alors au niveau de l'électrolyte où se forment des zones qui diffèrent par la concentration en oxygène dissous. Deux exemples sont donnés ci-dessous :

- le premier est constitué par une tige de fer plongée dans une eau salée au contact de l'air à sa partie supérieure ;
- le second est constitué par une plaque métallique sur laquelle a été déposée une goutte d'eau salée.

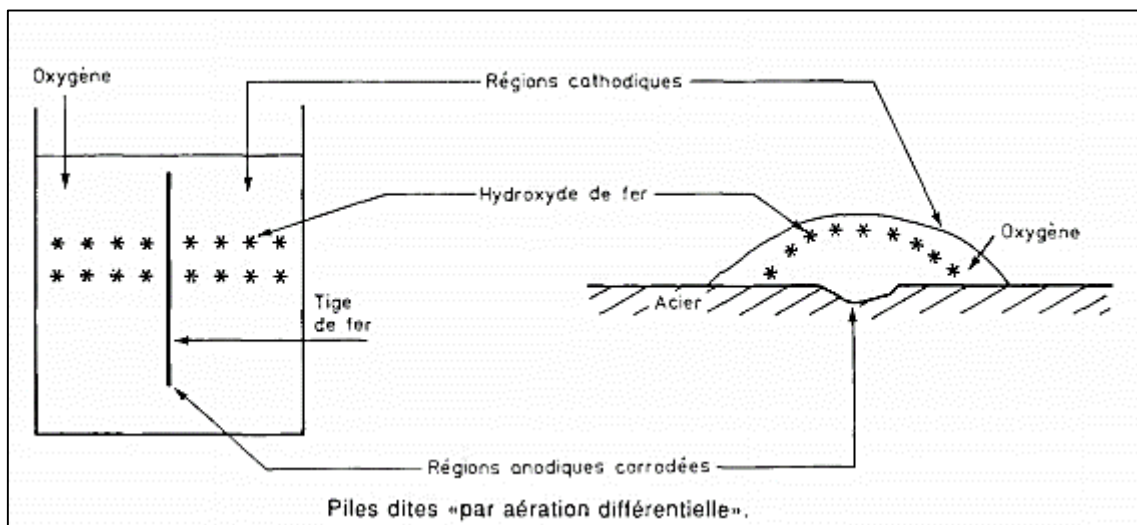


Figure M. 3. Pile par aération différentielle

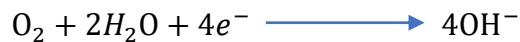
Dans les deux cas, l'aération différentielle se produit entre le fond du bocal et sa partie supérieure, ou entre le centre de la goutte et sa périphérie. A noter que le phénomène est le même en présence d'eau douce, mais la conductivité électrique de cette dernière étant plus faible, la corrosion se développera plus lentement ; cela explique la vitesse de corrosion plus élevée des ouvrages exposés à une atmosphère marine. (6)

**M.2.4. La réaction d'oxydo-réduction de fer :**

La réaction anodique correspond à une production d'ions métallique qui participe à la formation de composés solide, les produits de la corrosion. :



La réaction cathodique est en fonction du Ph du milieu environnant :



- **Anode** = électrode où se produit la réaction d'oxydation (dissolution du métal), où le courant passe du métal vers la solution.
- **Cathode** = électrode où se produit la réaction de réduction (déposition à la surface du métal), où le courant passe de la solution vers le métal.

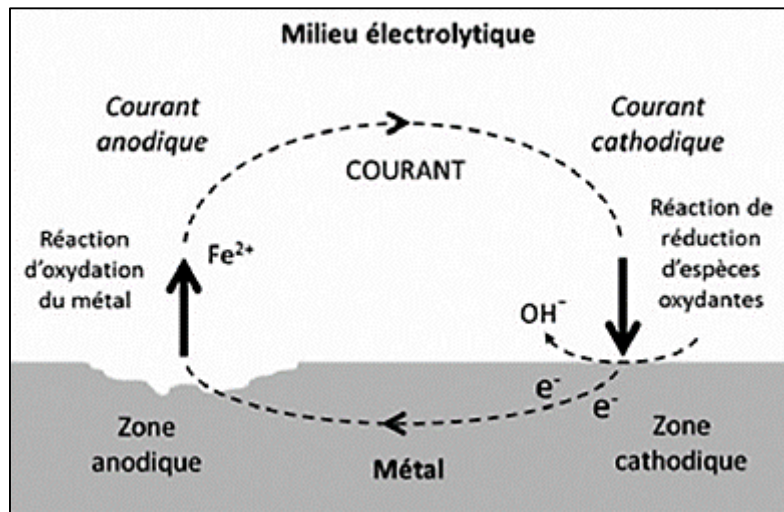


Figure M. 4. Principe général de la « pile de corrosion »

## M2.5. LES DIFFERENTES FORME DE CORROSION :

### M.2.5.1. Corrosion généralisée :

C'est la forme la plus classique de corrosion, donc la plus visible et souvent la plus spectaculaire. Elle se caractérise par l'existence de plusieurs processus électrochimiques élémentaire qui se produisent uniformément sur toute la surface considérée .Elle se traduit en diminution d'épaisseur par unité de temps ou une perte de masse par unité de surface ou de temps. (7)

### M.2.5.2. Corrosion localisée :

C'est la forme Corrosion qui se déroule en un lieu spécifiquement anodique d'une surface ou d'une structure métallique (8). La corrosion localisée se manifeste sous plusieurs forme on cite :

- La corrosion galvanique
- La corrosion cavernueuse
- Corrosion par piqure
- Corrosion inter granulaire
- Corrosion sélective
- Corrosion-érosion
- Corrosion sous contrainte
- Autre...

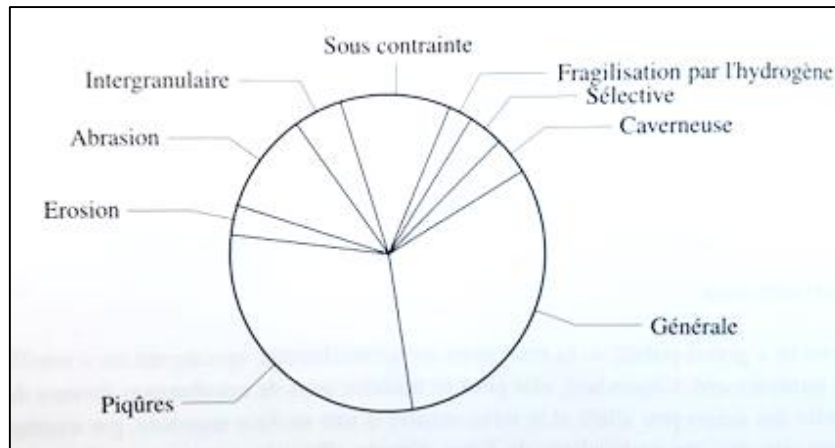


Figure M. 5. Répartition des modes de corrosion relevés dans un grand groupe chimique européen

### M2.6. PRINCIPAUX FACTEUR DE CORROSION :

Les facteurs qui peuvent intervenir dans l'amorçage et le développement de la corrosion humide sont très nombreux : (7)

Tableau M. 1. Les facteurs de la corrosion humide

Facteurs relatifs aux milieux	<ul style="list-style-type: none"> <li>- concentration de la solution</li> <li>- teneur en O<sub>2</sub>, en impuretés, en gaz dessous (CO<sub>2</sub>, NH<sub>3</sub>, H<sub>2</sub>S...)</li> <li>- acidité (pH) du milieu, salinité, résistivité...</li> <li>- température, pression</li> </ul>
Facteurs métallurgique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- composition de l'alliage, hétérogénéités cristallines, impuretés.</li> <li>- Procédés d'élaboration</li> <li>- Traitement thermique, mécanique.</li> <li>- Addition protectrices</li> </ul>
Facteurs relatifs aux conditions d'emplois	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Etat de surface, défauts de fabrication</li> <li>- Forme des pièces</li> <li>- Sollicitations mécaniques</li> <li>- Emploi d'inhibiteurs</li> <li>- Procédés d'assemblage (couple galvanique, soudure...)</li> <li>- Couche d'oxyde superficielle.</li> <li>- Présence de bactéries</li> <li>- Force électromoteur extérieur (électrolyse...)</li> </ul>
Facteurs dépendant du temps	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vieillessement</li> <li>- Contraintes mécaniques (internes ou externe)</li> <li>- Modalité d'accès de l'oxygène dessous (ou autre gaz)</li> <li>- Modification des revêtements protecteurs</li> <li>- Apparition éventuelle d'un dépôt calcique (ou autre)</li> </ul>

### M.3. LOCALISATION DES DESORDRES :

La corrosion du type "galvanique" due au contact de deux métaux de composition chimique différente peut se rencontrer :

- dans les ouvrages rivés, au niveau des assemblages et plus particulièrement à la périphérie des rivets ; dans ce cas. C'est l'acier constitutif de l'ossature qui se corrode.

- dans les ouvrages soudés, à la lisière des soudures, le fait étant favorisé par l'existence de contraintes résiduelles. Cela est exceptionnel, mais peut cependant se rencontrer dans le cas de réparations effectuées sans respect des règles de l'art.

La corrosion du type "par aération différentielle" est la plus répandue. Un ouvrage non protégé par un revêtement anticorrosion finirait par périr par corrosion généralisée mais, même en présence de peinture. Le vieillissement de cette dernière et sa dégradation par manque d'entretien permettent à la corrosion de s'installer dans des zones préférentielles. Ce sont toutes les zones de rétention d'eau et d'humidité qui peuvent être dues :

- soit à la conception : poutres en U formant bac, absence de dispositifs d'évacuation d'eau, pièges à eau divers, contact acier-béton au niveau des trottoirs dans les ponts à poutres latérales par exemple, contact maçonnerie-ossature dans les ponts à vouûtains ;

Soit dans les anciens ouvrages rivés, à la multiplicité des pièces accolées (cornières, semelles, fourrures) : l'eau s'infiltré alors dans les interstices et la rouille, en foisonnant, peut amener des déformations locales. (6)

#### **M.4.MESURES DES EFFETS DE LA CORROSION :**

Les effets de la corrosion se traduisent par une modification de l'état de surface et une perte de métal de la surface en contact avec le milieu électrolytique, ils se mesurent en perte d'épaisseur et s'évaluent visuellement par des états de surfaces dégradées pouvant aller jusqu'à la perforation du pieu ou la déchirure de la palplanche. Les articulations reposent souvent sur des états de surfaces très précis et adaptés aux jeux dynamiques requis. La modification de ces états de surface par la corrosion peut provoquer le grippage ou l'usure des paliers et autres articulations des ouvrages mobiles. (9)

#### **M.5.LA CORROSION DANS LES CONSTRUCTIONS MIXTES :**

##### **M.5.1. Les effets structural de la corrosion dans les profilés métalliques et le béton armé : (10)**

- **Perte de résistance :**

La corrosion réduit la section efficace des composants structurels. Cela réduira la résistance axiale et à la flexion des éléments, et les rendra structurellement faibles. Même si les éléments corrodés semblent stables, cela ne signifie pas qu'ils sont sûrs.

En fait, les structures corrodées deviennent vulnérables aux charges ultimes, c'est-à-dire qu'un fort mouvement du sol peut augmenter les actions de contrainte au-delà de la capacité des sections. Une perte de résistance peut survenir dans les structures en acier et en béton armé.

- **La fatigue :**

Un autre effet structurel de la corrosion est la résistance à la fatigue des éléments en acier, des connexions et des éléments en béton armé. La corrosion peut accélérer la propagation des fissures dues à la fatigue dans les aciers de construction.

Le développement de la corrosion par piqûres introduit des points supplémentaires de concentration de contraintes auxquels des fissures peuvent se développer, ce qui réduira la résistance à la fatigue.

- **La réduction de Force de liaison :**

La capacité des éléments composites tels que les éléments en béton armé dépend des caractéristiques de l'interface béton-armature.

Lorsque l'acier se corrode, les produits de corrosion se dilatent (la rouille). Cela laissera une couche sur la surface de l'armature. Cette couche a une mauvaise adhérence avec le béton environnant ; par conséquent, cela réduira la capacité de la section.

- **Ductilité limitée**

La corrosion peut réduire considérablement la ductilité de la section en acier. Ceci est essentiel dans l'évaluation sismique. Les sections corrodées ont une ductilité inférieure, ce qui signifie que leur déformation plastique est limitée. Et donc affectera la réponse sismique des éléments.

La corrosion des armatures dans les épissures de recouvrement affectera le transfert de charge dans les chevauchements, en empêchant le développement de la limite d'élasticité.

- **Capacité de cisaillement réduite**

Dans les dalles de béton armé, la corrosion diminue la section efficace des armatures ce que cause la réduction de la résistance au cisaillement de la dalle à proximité des colonnes et donc augmenter le risque de rupture par poinçonnement.

Dans les semelles, la corrosion peut entraîner une rupture de cisaillement de la semelle, une rupture d'ancrage ou une élasticité à la flexion de l'armature en acier.

## **M.6. PROTECTION ET LUTTE CONTRE LA CORROSION : (2)**

### **M.6.1. Définition de la protection anticorrosion :**

Il faut tout d'abord définir ce que l'on entend par protection anticorrosion. Nous pouvons résumer brièvement les différentes approches de la façon suivante :

- Protections de surfaces :
  - **Protection par revêtement non métallique**, pour empêcher tout contact entre l'oxygène de l'air, l'eau et le métal, ce qu'on réalise par : peinture, laquage, films plastiques divers, enrobage dans une céramique ou un autre oxyde isolant et passivant.
  - **Protection par revêtement métallique**, par le dépôt d'une couche d'un autre métal de potentiel électrochimique inférieur au métal qu'il doit protéger. Dans le cas de la protection de l'acier, c'est le zinc qui fut historiquement le premier utilisé et reste encore le plus utilisé de nos jours.
  - **Protection chimique superficielle**. Le but est toujours d'isoler le fer de l'air humide, mais désormais la couche protectrice est créée par une réaction chimique. Citons notamment la phosphatation (ou parkérisation) des aciers, obtenue en immergeant les pièces dans des bains d'acide phosphorique  $H_3PO_4$ . Ce traitement induit la création d'un complexe passivant à la surface du métal traité.

- Protection cathodique :

Deux moyens aussi efficaces, l'un que l'autre, sont mis en œuvre pour protéger les structures immergés ou enterrés en fer (ou en acier). Il est nécessaire que le fer soit l'électrode sur laquelle s'effectue une réaction de réduction (protection cathodique). Deux méthodes sont possibles :

- Soit grâce à une source de tension extérieure : une protection par courant imposée. C'est une méthode qui est régulièrement utilisée pour la protection des ouvrages d'art (ponts) dont la conception rend difficile une approche de protection exclusivement par revêtement ;
- Soit en associant le fer ou l'acier avec un métal plus réducteur que lui (zinc, magnésium ou aluminium) : c'est le principe de l'anode sacrificielle. L'anode se dissout progressivement, alors que le fer ou l'acier est protégé. Cette méthode nécessite que l'ouvrage soit immergé en milieu aqueux, ce qui est le cas d'ouvrages portuaires mais rarement pour la majorité des ouvrages de génie civil.

### **M.6.2. Reconnaissances préalables avant travaux :**

Cette reconnaissance préalable avant travaux est primordiale à la fois pour définir les risques inhérents à l'ouvrage, mais également afin de préciser les paramètres qui permettront d'établir de la façon la plus complète et objective possible le futur cahier des charges de consultation respectueux des critères de performances définis par le maître d'ouvrage (économiques, techniques et qualitatifs, sanitaires et environnementaux, etc.).

- **Analyse documentaire de l'ouvrage :**

Dans le cas des ouvrages existants, avant toute visite de reconnaissance, une recherche documentaire la plus complète possible en partant de la construction de l'ouvrage et en passant par les éventuels travaux de modifications ou de réparation de l'ouvrage ainsi que ses phases d'entretien et de maintenance, doit être effectuée. Il est important de recueillir un maximum de données sur la nature des métaux utilisés pour la construction de l'ouvrage et leur protection anticorrosion, etc.

Dans le cas des ouvrages neufs, prendre en compte tous les paramètres naturels, le type de préparation de surface, systèmes de peintures d'origine, éventuelles analyses laboratoires effectuées ou autres essais sur le revêtement, etc.

Cette première phase doit permettre d'identifier la présence théorique éventuelle de matériaux toxiques (plomb, amiante, etc.) et de vérifier si des diagnostics ont été réalisés,

- **Diagnostic environnemental initial :**

Avant de commencer un chantier, il est recommandé de faire un état des lieux initial des pollutions sur site. Ce diagnostic environnemental initial permet d'avoir un point de départ permettant de prouver que les pollutions présentes n'ont pas été apportées par les opérations du chantier. Cette précaution peut s'avérer très utile en cas de site déjà pollué avant l'opération à réaliser.

### **M.6.3. Prescription :**

De nombreux paramètres peuvent influencer sur les choix du système de peinture et méthodes d'intervention. Ils sont autant liés à l'ouvrage en lui-même qu'à son environnement, aux normes et réglementations européennes, aux périodes d'interventions et conditions d'exploitation de l'ouvrage, aux critères de performance attendus par le maître d'ouvrage, etc.

#### **1. Accès à l'ouvrage :**

Selon l'emplacement de l'ouvrage et la nature des travaux à exécuter, il est parfois nécessaire de créer des voies d'accès spécifiques. Il en est de même pour les plateformes de travail qui doivent être créées afin de pouvoir positionner les équipements de production au plus près de la zone de travail. L'impact de ces dispositions est à prendre en compte, tant dans leur faisabilité, que les délais nécessaires à leur réalisation, ainsi que les budgets associés.

#### **2. Contraintes structurelles liées à l'ouvrage et à son état de conservation :**

L'ouvrage présente des caractéristiques dimensionnelles et mécaniques qui lui sont propres et qui peuvent évoluer dans le temps en fonction de son état de conservation. Les opérations vont potentiellement induire de nombreux efforts sur l'ouvrage :

- Moyens d'accès (échafaudages, nacelles mobiles, etc.) ;
- Mise en place de matériels d'intervention sur l'ouvrage ;
- Déchets d'abrasifs lors des phases de décapages ;
- Mise en place de confinements (prise au vent) ;

#### **3. Contraintes d'exploitation :**

Les choix de systèmes de peinture et méthodes d'intervention peuvent être également contraints par les conditions de mise à disposition de l'ouvrage.

Certains ouvrages d'art au niveau des voies ferrées ne peuvent par exemple être traités que pendant certaines plages horaires durant la nuit. Dès lors il n'est pas possible de concevoir des dispositions d'intervention fixes, celles-ci devant être mises en place et retirées en permanence ; il est alors indispensable d'adapter le choix de la méthode de préparation de surface et le système peinture au regard de cette contrainte extrême.

Les contraintes liées à l'environnement de l'ouvrage sont variées : en pleine nature, parfois en milieu urbain en présence de piétons à proximité en permanence ou de circulation automobile, au-dessus d'un fleuve dont la circulation des bateaux n'est pas interrompue, etc.

Il est donc indispensable de créer les meilleures conditions possibles d'intervention afin d'éviter tous compromis techniques.

#### **4. Disponibilités d'énergies :**

Selon le lieu d'implantation de l'ouvrage, il n'est pas possible parfois de bénéficier d'une alimentation électrique ou parfois dans des conditions très limitées.

Ces dispositions sont par conséquent à préciser afin que les entreprises puissent anticiper le plus tôt possible cette contrainte supplémentaire.

## 5. Protection des éléments sensibles de l'ouvrage :

Il convient de bien préciser en détail tous les éléments sensibles ainsi que leur degré de sensibilité (choc, rayure, etc.) afin que les entreprises consultées intègrent les moyens adaptés à la protection de ces éléments, voire tiennent compte de ce risque dans les choix de méthodes et de moyens.

### M.6.4. Risques et solutions :

Lors du vieillissement naturel de la protection anticorrosion (c'est-à-dire dans les conditions d'exploitation prévues à la conception), il y a lieu de se prononcer sur l'avancement des dégradations.

- **Risque niveau 1** : les dégradations sont partielles ou peu évolutives ;

Afin de réaliser une maintenance partielle dans ce cas de figure, il est nécessaire de définir une zone précise. Sur cette zone, les opérations de reprise de la peinture vont consister à :

- Réaliser un nettoyage de la zone ;
- Réaliser un avivage des couches de peinture existantes afin de permettre aux nouvelles couches de peinture d'adhérer convenablement ;
- Réaliser la mise en œuvre d'un système de peinture partiel ou complet en fonction des couches retirées par l'avivage.

- **Risque niveau 2** : les dégradations engagent de façon significative la protection anticorrosion.

Cette maintenance corrective implique l'élimination totale du revêtement en place par tous moyens permettant d'obtenir un degré de soin Sa 2 ½ et une rugosité Moyen G (projection d'abrasif à sec par exemple), l'objectif étant de revenir au métal nu et de réappliquer une protection anticorrosion complètement neuve. Le choix de la protection anticorrosion tiendra compte des nouvelles conditions d'exploitation de l'ouvrage qui peuvent avoir évoluées depuis sa construction.

### M.7.CONCLUSION :

La corrosion des structures métalliques se manifeste sous différentes formes qui résultent de plusieurs mécanismes. Chaque mécanisme de corrosion (aération différentielle, couplage galvanique...) peut être favorisé par les conditions du milieu ambiant en contact avec la structure tel que la salinité, la teneur en oxygène dissous, les salissures et le Ph.

Le choix du système de protection repose sur le principe d'une parfaite isolation de la structure ou celui d'une protection active (protection cathodique). Le système de peinture pour les zones accessibles, doit remplir la double fonction de protection passive (couches primaires riches en métal) et de séparation du métal et de l'électrolyte.

Pour éviter les formations de couples galvaniques par assemblage bimétallique, des dispositions constructives ou une parfaite isolation de la jointure reste la meilleure protection à adopter.

L'amorçage, la cinétique et la distribution surfacique des zones de corrosion dépendent de plusieurs facteurs qui méritent un examen particulier pour la compréhension du mécanisme de

dégradation. Ceci permettra de mieux cibler et adapter les opérations préventives et curatives. (9)

La corrosion n'est pas une fatalité ou une « maladie honteuse » qu'il faut cacher, mais tout simplement un retour naturel des métaux et alliages vers un état oxydé, toujours proche de l'état initial du minerai. Les moyens de prévention et de luttés sont nombreux et efficaces. (7)

### Références

1. Crisinel, Manfred A.Hirt et Michel. *volume 11 - CHARPENTE METALLIQUE - Conception et demensionnement des halles et batiments*. s.l. : presses polytechniques et universitaires romandes .
2. *[Métal] protection des ouvrages métalliques / FAME 2/*. s.l. : syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structure (STRRS°, Décembre 2019).
3. M.HELIE. *matériaux métalliques phénomène de corrosion* . s.l. : Unversité d'evry-Val d'essonne , Département Sciznces des Matériaux IUP 2 .
4. Dupeux, Michel. *AIDE-MÉMOIRE SCIENCE DES MATÉRIAUX*. s.l. : DUNOD .
5. Iuliano, Raphael. *corrosion des métaux* . 2014.
6. fascicule 33, pont métallique , instruction technique pour la surveillance de l'entretien des ouvrages d'art deuxieme partie. s.l. : le service d'etudes technique des routes et des autoroute , 1990.
7. Henri MAZILLE, Gérard BERANGER, Jean-Jacques RAMEAU. *corrosion des métaux et alliages- mécanismes et phénomènes* . paris : hermès science publication , 2002.
8. GUERMAI, PH Khalil EL. *La corrosion* . s.l. : université HASSAN II - ain chok - faculté de médecine dentaire casablanca .
9. Benaïssa, Brahim. *La corrosion des structures métalliques en mer : types et zones de dégradations* . 2004.
10. FprimC solution . [En ligne] 03 08 2016. [Citation : 27 08 2020.] <https://www.fprimec.com/structural-effects-corrosion/>.

**CHAPITRE I :**  
**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1. INTRODUCTION :

Un pont est une structure spatiale dont la fonction est le franchissement d'un obstacle (vallée, cours d'eau, autres voies de communication...). Par conséquent, un pont doit être capable de transmettre aux fondations les actions qui le sollicitent. Pour assurer cette fonction la structure porteuse d'un pont dépend de l'importance de l'obstacle à franchir et du type des actions mais peut être conçue de différentes façons. (1)

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées, l'importance de l'ouvrage ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages. (2)

Selon la fonction de la voie de communication, on peut citer différents type de pont : pont routier, pont ferroviaire, une passerelle ,un pont-aqueduc, un pont-avion ...

Le pont rail désigne un ouvrage qui supporte une ligne de chemin de fer pour permettre le passage des trains, cette dernière est composée d'une ou de plusieurs voies ferrées, qui sont posée sur du ballast, mais aussi d'appareils de voies, éventuellement de caténaires destinées à alimenter les trains électriques, ou encore de passages à niveaux permettant à la ligne de croiser une route. Elle est également équipée d'éléments de sécurité ferroviaire destinés à assurer la sécurité des trains circulant sur la ligne, ainsi que de leurs passagers. (2)

Dans ce chapitre, on va présenter une vision d'ensemble sur les critères de classification et du fonctionnement des ponts, l'historique de la voie ferrée et ses différentes caractéristiques.

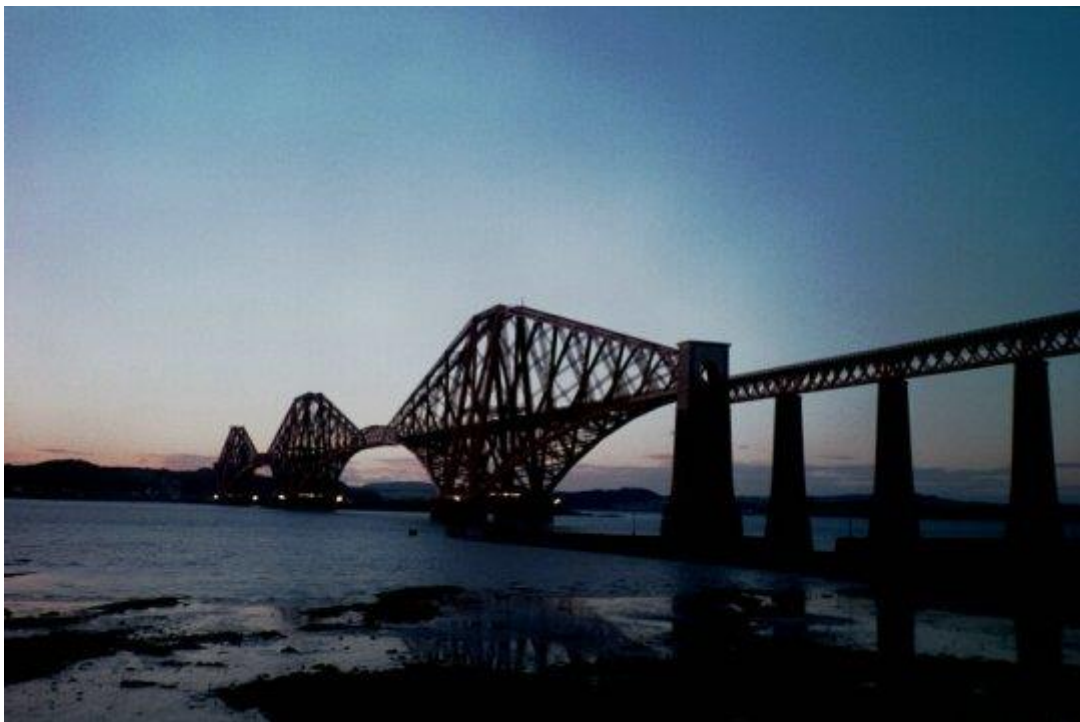


Figure I. 1. Le pont de Forth mise en service en 1890 -un exemple d'un pont ferroviaire-

## I.2. DEFINITION DU CONCEPT OUVRAGE D'ART

Un ouvrage d'art se définit comme une construction de grande importance nécessaire pour le rétablissement d'une voie de communication (route, voie ferreuse, canal etc...), un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, un dispositif de retenue des eaux, et autre.

Le terme « d'Art » qui accompagne le mot ouvrage pour traduire que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie, connaissances appelées « **art de l'ingénieur** ».

Un ouvrage d'art peut être qualifié selon le milieu dans lequel il est construit : ouvrage d'art terrestre, ouvrage maritime, ouvrage d'art de montagne, ouvrage d'art fluvial etc... (3)

## I.3. UN MINIMUM DE TERMINOLOGIE

A. **Le pont** : C'est un ouvrage destiné à franchir un obstacle naturel (ravin, rivière) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Dans le cas du croisement de 2 voies de communications on distingue :

- a. Les passages supérieurs (PS)
- b. Les passages inférieurs (PI)

Le niveau de référence est la voie la plus importante ou celle qui a le classement le plus élevé vis-à-vis de l'administration ; dans le cas où l'une des voies est une voie ferrée, le niveau de référence sera la voie ferrée.

Un ponceau : est un pont de petites dimensions (de l'ordre de quelques mètres).

Les buses : ou aqueduc sont des ouvrages de forme cylindrique permettant de faire passer un ruisseau ou une petite voie de circulation à travers un remblai, ou bien un canal.

Un viaduc : est un ouvrage de franchissement à grande hauteur au-dessus d'une brèche ou constitué de nombreuses travées successives.

Une passerelle : est un ouvrage en général réservé aux piétons.

B. **Travée** : C'est la partie de pont comprise entre 2 appuis successifs.

C. **Ouverture  $L_1, L_2$**  : C'est la distance entre parements de 2 appuis successifs.

D. **Portée  $l_1, l_2$**  : C'est la distance entre axes d'appareils d'appuis successifs.

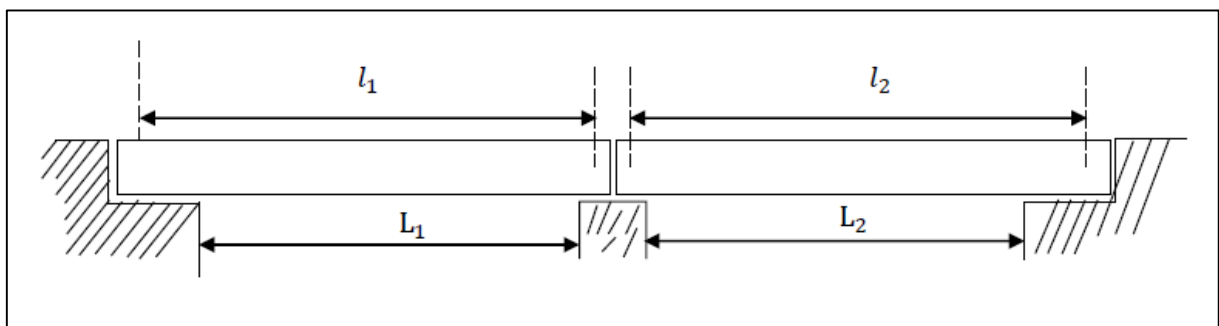


Figure I. 2. L'ouverture et la portée d'un pont.

E. **Gabarit de circulation** : Il indique les dimensions du passage que l'on doit laisser sous l'ouvrage pour le mouvement des véhicules ou des bateaux.

- F. **Débouché** : Dans le cas d'un ouvrage sur une rivière, c'est la surface que l'on doit laisser pour l'écoulement des eaux,  $S = S_1 + S_2$

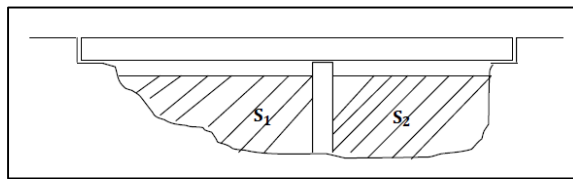


Figure I. 3. Le débouché

Le débouché se déterminera à partir de l'étude hydrologique de la rivière.

- G. **Tirant d'air** : C'est la hauteur libre entre le parement inférieur des poutres du tablier et le fond de la brèche. Dans le cas du franchissement d'une voie de circulation, le tirant d'air minimum dépendra du gabarit de circulation. S'agissant d'un ouvrage sur une rivière, le tirant d'air minimum au-dessus des plus hautes eaux dépend du gabarit de navigation, si la rivière est navigable, ou de la possibilité d'évacuation des corps flottants si la rivière n'est pas navigable, c'est-à-dire on laissera environ 1,50 m. (3)

#### I.4. CRITERES DE CLASSIFICATION DES PONTS EN ACIER

Il existe de nombreux critères permettant de distinguer les ponts. Ces critères répondent aux besoins de l'ingénieur car les modèles de charges, les situations de risques, les hypothèses de dimensionnement ou encore les modèles de calcul sont fonction du type d'ouvrage. La classification a donc plus qu'un intérêt didactique ; c'est un véritable outil de travail et de communication pour l'ingénieur. Les critères de classification sont principalement :

##### I.4.1. Utilisation :

La classification selon l'utilisation permet de distinguer principalement les ponts suivants :

- Ponts-routes ;
- Ponts-rails ;
- Ponts pour piétons et cyclistes.

##### I.4.2. Géométrie :

La classification selon le tracé en plan du pont et l'alignement des appuis permet de distinguer trois géométries en plan :

- Les ponts droits ;
- Les ponts biais ;
- Les ponts courbes.

##### I.4.3. Système porteur :

Une classification fréquemment utilisée est celle qui se base sur le système porteur. On distingue principalement les quatre types suivants :

- Les ponts poutres (poutres laminées, composée-soudées, à treillis ou en caisson) ;
- Les ponts arcs ;
- Les ponts à câbles porteurs.

##### I.4.4. Type de dalle :

On distingue principalement trois catégories de dalles :

- Les dalles en béton liées à la structure porteuse ;
- Les dalles en béton non liées à la structure porteuse ;
- Les dalles orthotropes en acier.

#### I.4.5. Section transversale :

La classification selon le type de la section transversale est très utile pour décrire le comportement à la torsion du pont, on distingue les ouvrages à :

- Section transversale ouverte ;
- Section transversale fermée.

#### I.4.6. Position de la dalle :

La dalle peut être disposée à différentes hauteurs par rapport aux autres maîtresses. On distingue principalement entre deux positions :

- Dalle supérieure ;
- Dalle inférieure.

#### I.4.7. Montage de la structure métallique

Dans le cas d'une dalle en béton, on peut imaginer principalement trois méthodes de mise en place sur les poutres métalliques :

- Dalle coulée sur place ;
- Dalle ripée ;
- Dalle composée d'éléments préfabriqués.

### I.5. ELEMENTS STRUCTURAUX :

Ce sont les éléments porteurs qui constituent les ponts. Il faut d'abord distinguer entre les éléments d'infrastructure et ceux de la superstructure. Dans le cas des ponts poutres la limite des deux se situe au droit des appareils d'appuis.

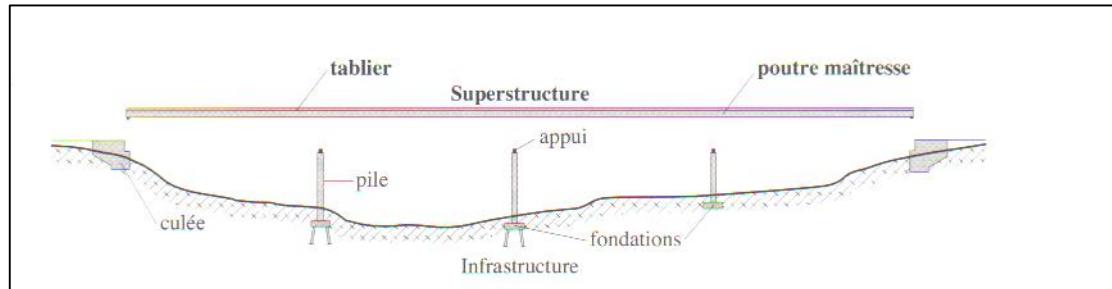


Figure I. 4. Eléments structuraux (infrastructure et superstructure)

#### I.5.1. Superstructure :

Dans la superstructure d'un pont mixte, on distingue : la dalle, les poutres maîtresses avec les connecteurs et les entretoises. Le contreventement en fait également partie.

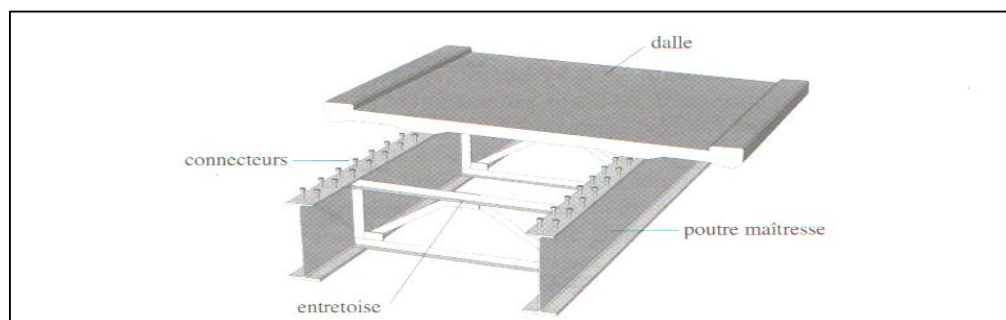


Figure I. 5. Vue schématique des éléments constituant la superstructure d'un mixte bipoutre

Chacune de ces éléments a une fonctionnalité spécifique dans l'ouvrage :

- A. **La dalle** : la fonction essentielle est de transmettre les charges de trafic aux éléments porteurs principaux.
- B. **Les poutres maîtresses** : constituent l'élément porteur longitudinal du pont, elles transmettent les charges qui provient de la dalle aux appuis par flexion, par cisaillement et par torsion.
- C. **Les entretoises** : sont des éléments plans, perpendiculaires à l'axe du pont, qui solidarisent les poutres maîtresses entre elles. Elles jouent deux rôles principaux :
  - Garantir l'indéformabilité de la section transversale du pont ;
  - Assurer la transmission au contreventement des forces horizontales (vent, effet de la courbure) qui agissent sur les poutres maîtresses.
- D. **Les connecteurs** : assurent un rôle de liaison dans le cas des ponts-mixte entre la dalle en béton et les poutres maîtresses en acier. Les connecteurs les plus fréquemment utilisés sont les goujons à tête.
- E. **Le contreventement** : est important pour le comportement latéral de l'ouvrage. Il rigidifie le système porteur principal dans le plan horizontal. Il a pour fonction de transmettre aux appuis les efforts horizontaux, essentiellement dus aux forces de vent.

### I.5.2. Infrastructure :

L'infrastructure comprend les piles, les culées et les fondations. Le rôle de ces éléments est de servir d'appuis à la superstructure et de transmettre au sol les charges qui la sollicitent.

- A. **Les piles** : sont généralement en béton armé. Le choix de la forme des piles et de leur système statique dépend entre autres du terrain de fondation, de la stabilité globale de l'ouvrage, des dimensions des piles et des charges auxquelles elles sont soumises.
- B. **Les culées** : sont généralement en béton armé, ce sont les éléments situés aux extrémités de l'ouvrage qui assurent le raccordement entre le pont et le terrain. Les culées sont soumises à la pression des terres et des eaux souterraines, à la charge verticale du tablier, ainsi que si la culée constitue un appui fixe pour le pont, à un effort horizontal (freinage, vent, séisme, déformation entravées).
- C. **Les fondations** : transmettent au sol, par compression et par frottement, les efforts provenant des piles et des culées. (1)

### I.6. LES EQUIPEMENTS :

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers. (4)

- A. **Appareils d'appuis** : se situent à l'interface entre superstructure et infrastructure. Ils doivent transmettre les charges verticales et horizontales de la superstructure aux piles et aux culées et permettre, le cas échéant, les mouvements de la superstructure.
- B. **Joints de chaussée** : assurent la continuité de la surface de roulement entre le tablier et la culée ou entre deux parties du tablier. Ils servent avant tout à permettre les mouvements relatifs de la superstructure par rapport à l'infrastructure.
- C. **Excavation de l'eau** : l'excavation efficace et fiable des eaux de pluie doit être assurée pour garantir la durabilité de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de prévoir un système complet d'évacuation des eaux, tant transversalement que longitudinalement. Les pentes transversales et longitudinales de la chaussée, de même que la conception des détails de construction du système d'évacuation, doivent permettre d'éviter la stagnation locale d'eau de pluie. Le système d'excavation des eaux doit également permettre de collecter, sans les rejeter dans la nature, des éventuels liquides polluants tels que les hydrocarbures renversés accidentellement sur la chaussée. (1)

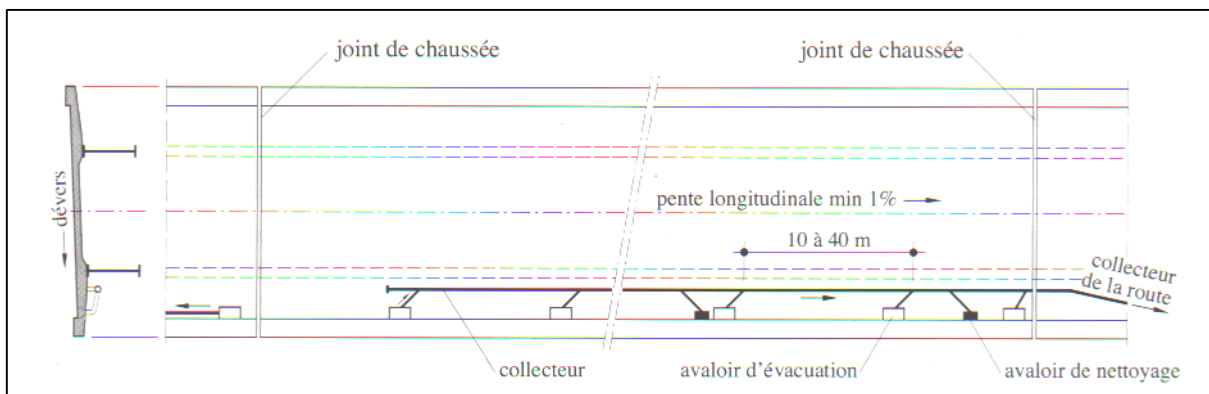


Figure I. 6. Système d'évacuation des eaux de pluie

## I.7. LA VOIE FERREE

Le rôle primordial de la voie ferrée est d'assurer le guidage des circulations dans des conditions de confort et de sécurité, avec des performances de transport en vitesse de charges lourdes. (5)

## I.8. LES CONSTITUANTS DE LA VOIE FERREE

### I.8.1. Les équipements de la voie :

La voie ferrée est un ensemble constitué principalement de deux poutres en acier : « les rails » reposant, en deux files parallèles, sur un châssis en bois ou en béton, parfois métallique, « les traverses ».

Cet ensemble est posé sur le sol : « la plateforme », par une couche de matériaux d'assise compactés : « le ballast ». Une « sous-couche » intermédiaire est souvent interposée entre ballast et plateforme de médiocre qualité. (5)

A. **Les rails :**

Ils constituent le chemin de roulement, en acier dur, leur forme a un profil spécial voisin du H renversé, dont la partie supérieure : le champignon, forme concentrée de l'aile supérieure du profil H, est le support des charges roulantes.

Ils sont posés sur les traverses avec une inclinaison de 1/20 et sont fixés par un dispositif adéquat : les attaches. Le plan défini par la surface des deux files est le plan de roulement. (5)

B. **Les traverses :**

Ce sont des pièces transversalement posées sous les deux files de rail qui, avec ceux-ci, constituent un châssis relativement rigide. L'espacement régulier des traverses permet une assise stable et uniforme dans le ballast sous-jacent.

Les traverses ont pour but de transmettre les charges au ballast, de maintenir l'écartement des 2 files de rails, de maintenir l'inclinaison au 1/20 des rails.

Les traverses sont fabriquées à partir de trois catégories de matériaux de base : le bois, le métal (abandonné aujourd'hui), le béton. Il y a deux types de traverses en béton : le type "bi-bloc" (2 blochets reliés par une entretoise métallique), et le type "monobloc" en béton armé ou précontraint. (5)

C. **Ballast :**

Le ballast est constitué de pierres dures concassées, calibrées, et compactées sous les traverses de façon à assurer une géométrie, la plus régulière possible de la superstructure.

Il a pour but d'assurer le drainage et l'évacuation des eaux de ruissellement et l'humidité, d'amortir les vibrations grâce à ses propriétés rhéologiques, et de répartir les charges sur la plateforme. (5)

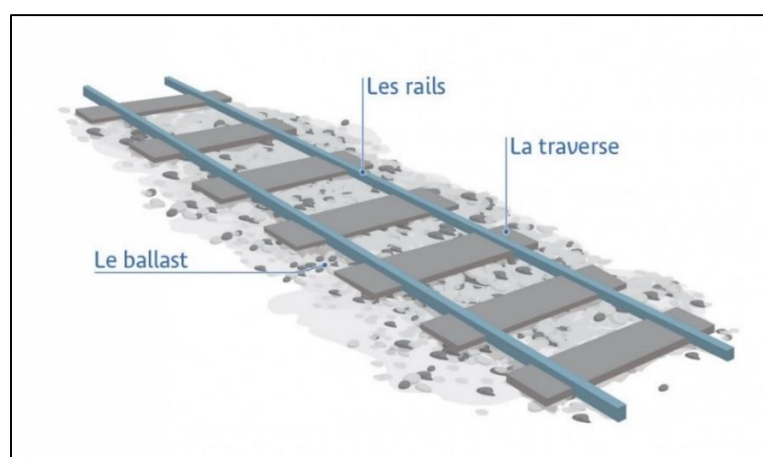


Figure I. 7.les équipements de la voie ferrée

**I.8.2. Les équipements de l'électrification :**

Les équipements ferroviaires ont été un enjeu majeur pour la mixité de la ligne. Ils sont en effet adaptés aux circulations du fret et des voyageurs. (6)

### A. Caténaire :

Une caténaire est un ensemble de câbles porteurs et de fils conducteurs destinés à l'alimentation des moyens de transports électriques à captage du courant par dispositif aérien. La caténaire permet de faire circuler la plupart des trains et des trams, mais aussi les trolleybus. Certains manèges forains d'auto-tamponneuses sont également par alimentation électrique aérienne. (7)

### B. Pantographe :

Le pantographe est le dispositif articulé qui permet à une locomotive électrique ou à un tramway ou à d'autres systèmes automoteurs électriques de capter le courant par frottement sur une caténaire. (8)

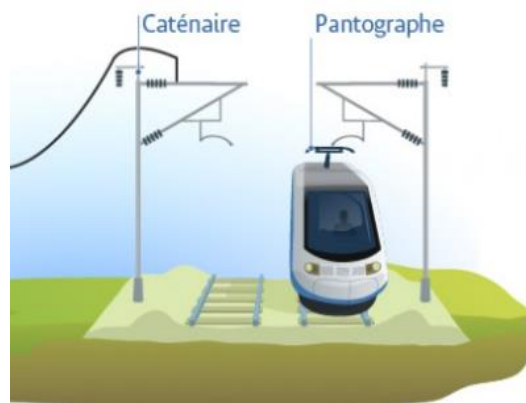


Figure I. 8.Caténaire et pantographe

### I.8.3. Les équipements de signalisation :

Afin de gérer et réguler le trafic des trains sur la ligne ferroviaire, un système de signalisation et de télécommunication est mis en place pour garantir la sécurité des convois et assurer la fluidité des circulations.

Deux systèmes de signalisation sont déployés pour la circulation des marchandises et des voyageurs :

A. **Le Bloc Automatique Lumineux**, système classique de signalisation, compatible avec l'ensemble des trains de marchandises, il fonctionne avec des signaux lumineux le long de la voie, 3 indications principales sont données aux conducteurs :

- Vert, je continue,
- Jaune, je ralentis pour être en situation de m'arrêter au prochain feu,
- Rouge, je m'arrête.

B. **l'ERTMS de niveau 1**, système européen de signalisation destiné à faciliter les échanges internationaux en toute sécurité. Le train reçoit son autorisation de circulation

via des balises au sol ; cette autorisation de mouvement est calculée par un système informatique, en fonction de l'occupation de la voie sur l'itinéraire devant être emprunté par le train. (6)

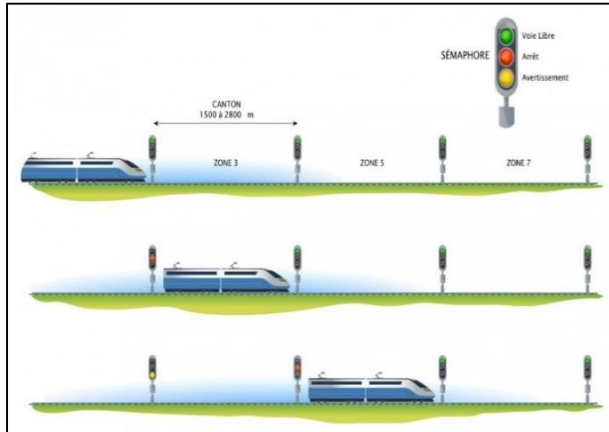


Figure I. 9. Le Bloc Automatique Lumineux

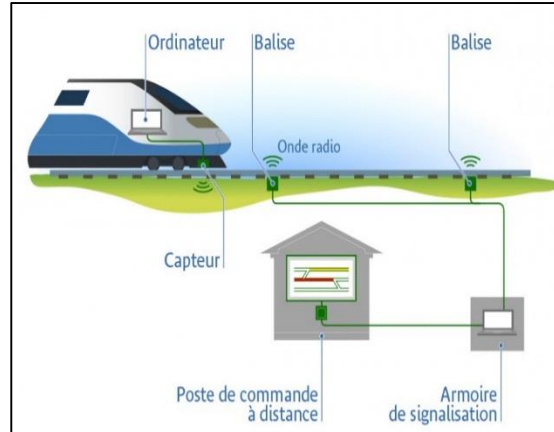


Figure I. 10. système l'ERTMS

## I.9. LA DYNAMIQUE FERROVIAIRE

Parmi les problèmes que pose la sécurité face au risque de déraillement, celui des formes limites de la géométrie du contact rail-roue et, par voie de conséquence, la forme optimale à donner tant à la roue qu'au rail, est très complexe.

L'analyse du contact rail-roue a un aspect physique et un aspect géométrique. Il est possible d'analyser l'aspect physique par une limitée, en mesurant les rapports des efforts transversaux aux efforts verticaux de la roue sur le rail, et en déterminant la limite du plan tangentiel de contact correspondant à la montée du boudin de la roue sur le rail, avec un coefficient de frottement défavorable.

Il en va différemment de l'analyse concernant l'aspect géométrique. En effet, entre bandage neuf ou rail neuf, et bandage ou rail usé, entre les différentes positions de l'essieu suivant la conception du véhicule et le tracé de la voie, il existe une infinité de positions du contact rail-route.

Le jeu des forces entre la roue et le rail a été étudié. Les résultats théoriques ont été confirmés par des mesures pratiques sur des véhicules en exploitation. (5)

## I.10. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a pu mettre en lumière, un minimum de terminologie concernant les ponts de manière générale et les critères de classements des ponts en acier en précisant les différents éléments structuraux, ainsi que la voie ferrée.

**CHAPITRE II :**

**PRESENTATION GENERALE DU  
PROJET**

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

### II.1. INTRODUCTION :

Avant de commencer le dimensionnement d'un ouvrage, il est nécessaire de rassembler toutes les informations sur le site d'implantation de ce dernier en se basant sur des données existantes ou en faisant les investigations adéquates.

Dans ce chapitre, nous présenterons notre projet d'une manière générale, ainsi que les principales données qui le caractérisent.

### II.2. PRESENTATION GENERALE :

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre du projet de l'aménagement des installations ferroviaires de la banlieue algéroise. Il s'agit de la voie marchandise existante depuis la gare d'Hussein Dey jusqu'à la gare d'El Harrach (Voie 3), qui sera prolongée jusqu'à la gare de Rouïba.

La voie 3 est un prolongement de la voie existante, elle démarre d'El Harrach et se termine à Rouïba, sur une longueur de 15.300 Km longeant la ligne EL Harrach-Thenia au Nord (côté gauche). Cette voie traversera plusieurs communes allant de la commune El Harrach, Oued Smar, Bab Ezouar, Dar El Beida et Rouiba.

Les coordonnées UTM du début et de la fin de tracé sont relevées d'un GPS GARMIN, et confirmées par la projection sur Google Earth sont :

Tableau II. 1. Les coordonnées UTM du début et fin de tracé

Désignation		WGS84	
		Coordonnée Est (x) (m)	Coordonnée Nord (y) (m)
Voie 3	Début	051 1853	406 3229
	Fin	052 4819	406 2760



Figure II. 1.Extrait d'une vue satellite de la localisation du projet

### II.3. Le projet d'aménagement ferroviaire de la région algéroise :

Le projet d'aménagement ferroviaire de la région algéroise a été lancé, par le Ministère des Travaux Publics et du Transports, avec des équipements de dernière génération qui seront installés. Parmi ces équipements, on a la nouvelle technique de télécommunication GSM-R qui est une nouvelle technologie homologuée par l'Union Internationale des Chemins de Fer (UICF). À cela s'ajoutent de nouvelles techniques de signalisation, ainsi que celles liées à l'exploitation et à la régulation. L'objectif est de moderniser toutes les lignes déjà existantes, et en rappelant que le but étant la réalisation, à l'échelle nationale, de quelque 12 500 km de rails. L'accent a été mis sur le fait que le projet atteindra plusieurs coins de la capitale, où des connexions avec les wilayas limitrophes sont prévues. Il sera connecté à Tipasa via Cherchell et Gouraya, à Boumerdès et Tizi Ouzou via Thénia et Bordj Ménaïel, et enfin, à El-Affroun via Blida. (1)

### II.4. Présentation de l'ouvrage :

Le projet, objet de notre étude, fait partie du grand projet intitulé « l'aménagement ferroviaire de la région algéroise », nous a été proposé par l'entreprise (SAPTA). Il s'agit d'une conception et d'un dimensionnement d'un nouveau pont ferroviaire traversant Oued El Harrache en remplacement d'un ancien pont qui a été démoli, supportant deux (2) voies ferrées et situé entre PK11+155.37 et PK11+266.337 d'une longueur de 111 m.

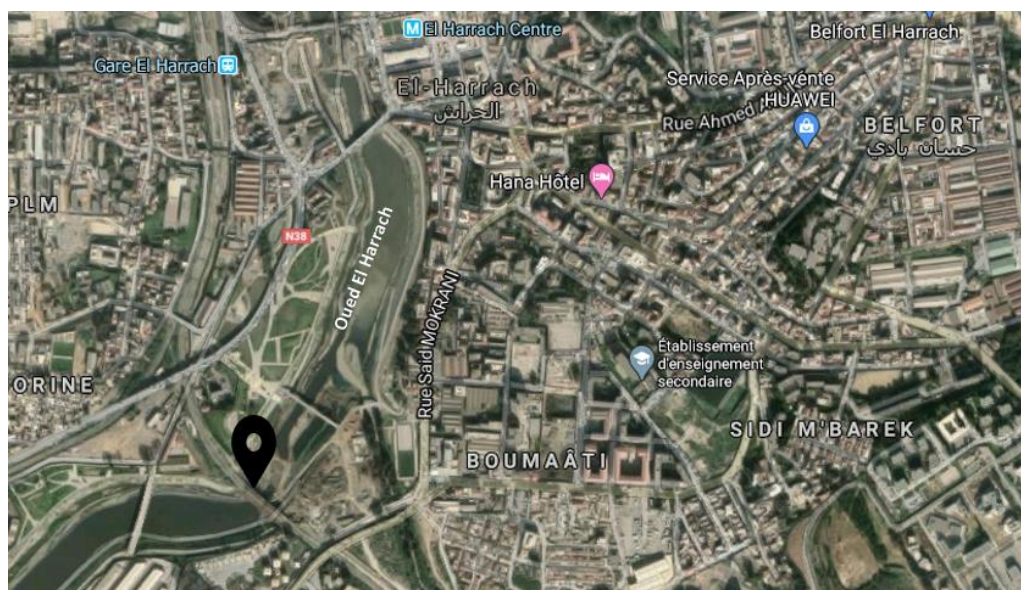


Figure II. 2.Situation en plan de l'ouvrage..

Les principales caractéristiques générales techniques sont :

- Le pont mixte (marchandises-voyageurs) dont la ligne 3 destiné pour les trains des marchandises avec une vitesse maximale de 80 km/h et la ligne 1 pour les trains de voyageurs avec une vitesse maximale de 120 km/h ;
- Les rails sont du type UIC 60 ;
- Les traverses type monobloc.

## II.5. Les données de projet :

### II.5.1. Données fonctionnelles :

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude. (2)

#### II.5.1.1. Données relatives à l'obstacle à franchir :

Les études des inondations établies en Algérie par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH) montre que le pays est confronté aux phénomènes des crues et des inondations très destructives

En ce qui concerne notre projet, l'étude hydraulique n'a pas été faite, donc nous avons pris en considération les données relatives à un ouvrage parallèle existant.

#### II.5.1.2. Données relatives à la voie portée :

##### a. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. L'axe en plan se compose d'un alignement rectiligne droit et ne présente aucun biais.

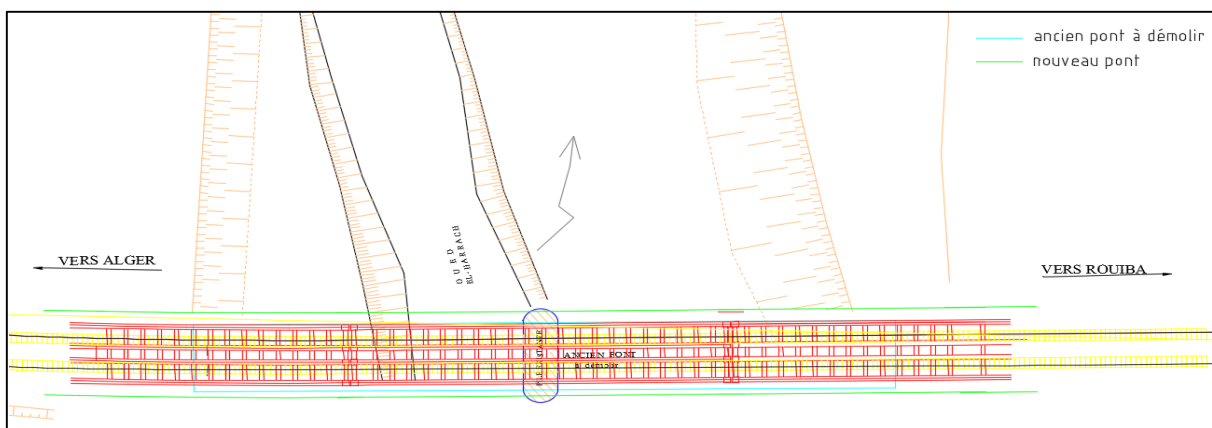


Figure II. 3. Tracé en plan de la voie portée.

##### b. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

L'ouvrage franchit une brèche qui contient Oued El Harrach, sur une longueur de 111 m, le tracé présente une pente de 3.532 %.

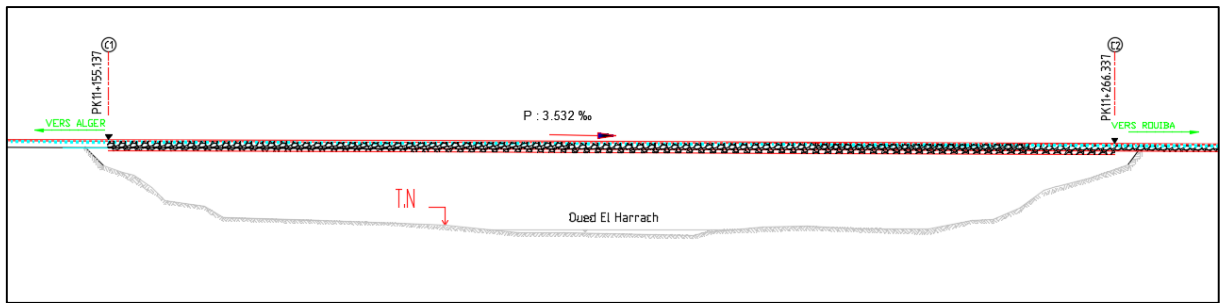


Figure II. 4. Profil en long de la voie portée.

**c. Profil en travers :**

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

- Largeur totale :  $L_t = 12.33$  m.
- Nombre de voies :  $N=2$  voies.
- L'entraxe des voies : 4.50 m.
- Ecartement des rails : 1.435m.
- Piste d'entretien : 0.85 m
- Pente transversale en toit : 1 %.

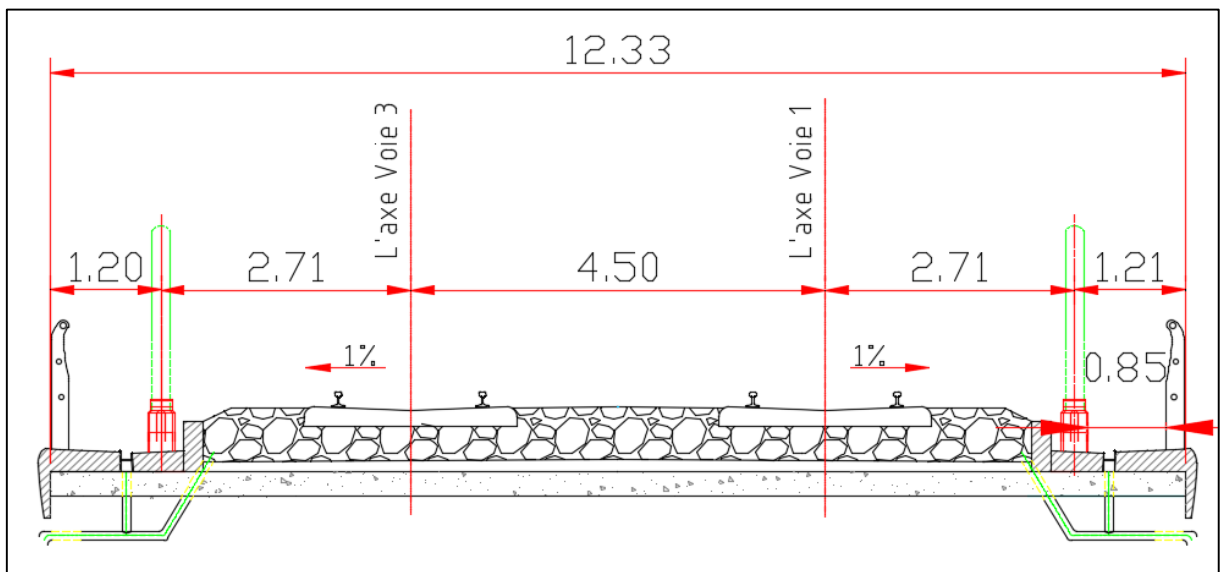


Figure II. 5. Profil en travers de la voie portée.

**II.5.2. Données naturelles :**

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

### II.5.2.1. Données géotechniques :

L'étude géotechnique caractérisant le sol support de l'ouvrage d'Oued El Harrach, a été réalisée par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP).

➤ **Essais in situ :**

Le LCTP a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- Trois sondages carottés de 30.00 mètres de profondeur, noté SC1, SC2 et SC3.
- Trois sondages pressiométriques de 30.00 mètres de profondeur, noté SP1, SP2 et SP3.

➤ **Essais de laboratoire :**

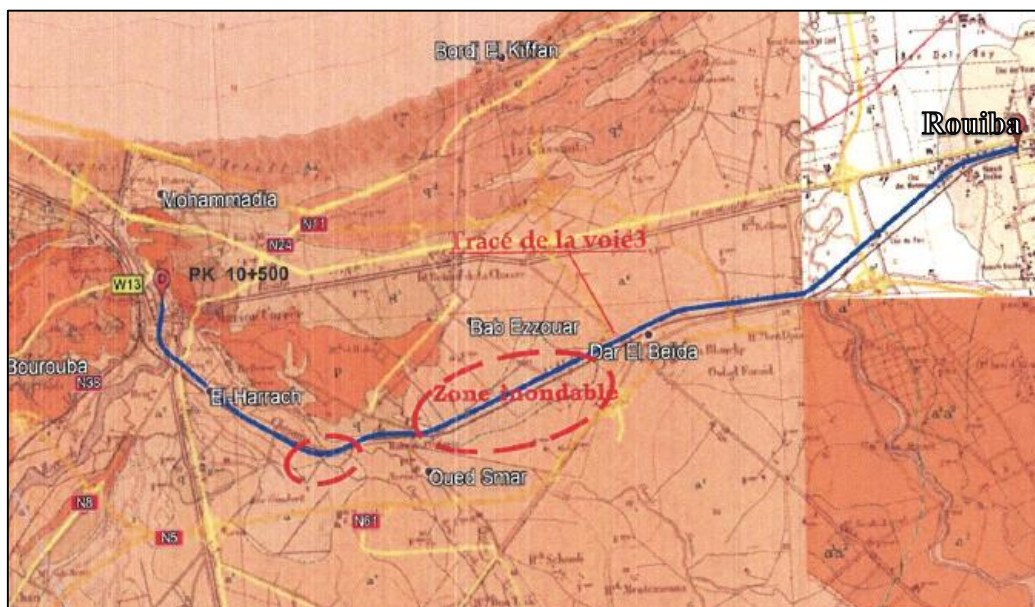
- Essais physiques : humidité, granulométrie et limite d'Atterberg.
- Essais mécaniques : essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et essais de compressibilité à l'odomètre.
- Essais chimiques : les teneurs de carbonate, anhydride carbonique, chlorure et sulfates.

**N.B** : pour les résultats de ces essais voir **ANNEXE A**

### II.5.2.2. Données géologiques :

Tout en se référant au rapport de LCTP avec adaptation, et pour meilleure compréhension, nous définissons la géologie locale du site de la Région d'El Harrach de PK 10+500 au PK 15+000. La région d'EL HARRACH est caractérisé essentiellement par :

- Dépôts actuelles : limoneuse correspond aux crues récentes.
- Terrasses alluviales : (argiles drainantes et limons) ; elle correspond aux anciens dépôts de l'oued El Harrach, ces dépôts sont des sédiments fins (argiles drainantes et limons) ; c'est dans ces formation que sont développés des lentilles et poches d'argiles organiques, de vase et de tourbe.
- Marnes d'el Harrach : ce sont des formations alluvionnaires les plus anciennes de Mitidja (P2Q) englobant un ensemble alluvial formé d'argiles carbonatées. Ces marnes ne renferment pas des passés organiques, elles sont considérées comme un substratum.



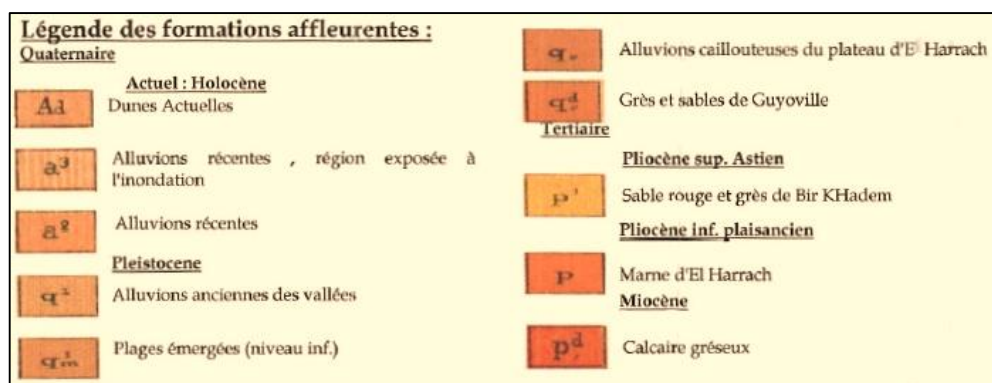


Figure II. 6. La carte géologique

### II.5.2.3. Données climatiques

#### II.5.2.3.1. Variation de la température

Chaque variation de température sera prise en compte dans un calcul d'un pont ou d'un viaduc. Selon l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009 on adopte une variation de température de +35°C et -15°C.

#### II.5.2.3.2. Gradient thermique

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR les valeurs de gradient thermique vertical sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II. 2. Les valeurs de gradient thermique selon RCPR

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

#### II.5.2.3.3. Actions de vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Selon l'article 3.2.1 du RCPR, leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction

#### II.5.2.3.4. Humidité ambiante :

Pour l'objet de calcul du retrait et du fluage des ouvrages en béton, une valeur d'humidité ambiante de 60% a été utilisée.

#### II.5.2.3.5. Pluviométrie :

Le climat d'Alger est de type méditerranéen, étés chauds et secs, hivers humides et frais. Sur l'année, la température moyenne à Alger est de 19.7°C et les précipitations sont en moyenne comprises entre 700 et 800 mm.

**II.5.2.4. Données sismiques :**

La région d'étude fait partie de la wilaya d'Alger, classée dans une zone de forte sismicité zone III, ce qui dénote que sa vulnérabilité au risque sismique est très élevé.

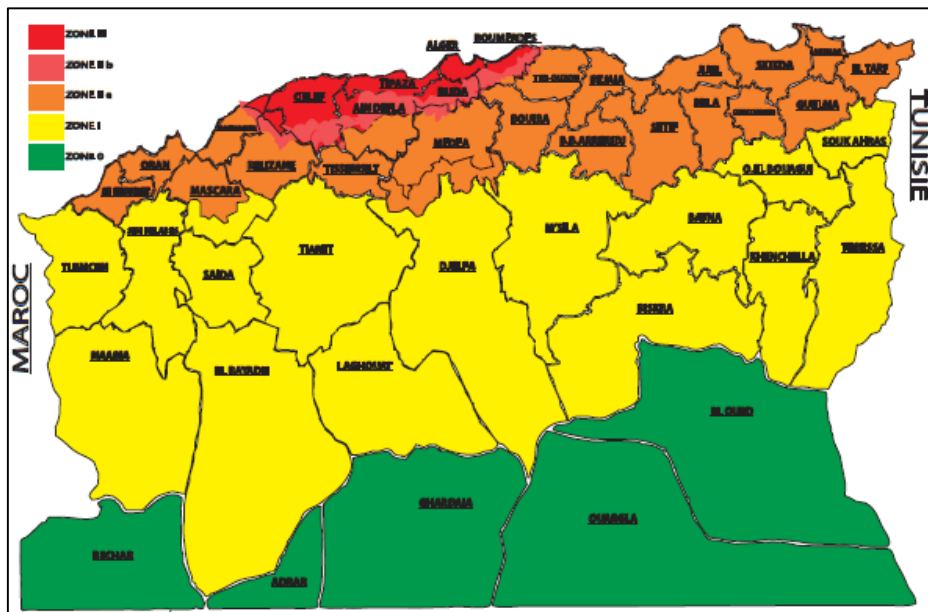


Figure II. 7. Carte de zonage sismique de l'Algérie

D'après l'article 2.2 du RPOA200, les ponts ferroviaires sont classés dans la catégorie des ouvrages stratégiques « groupe 1 ».

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, pour notre cas  $A = 0.4x(3)$

Tableau II. 3.Coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

**II.6. CONCLUSION :**

Ce chapitre constitue la base de notre projet. La définition de l'ouvrage et de son environnement constitue l'un des étapes clé du projet, du fait que toute l'étude qui suivra dépendra des caractéristiques naturelles et d'obstacle ici définis.

**CHAPITRE III :**

**CONCEPTION ET  
PRESENTATION DES  
VARIANTES**

## CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRESENTATION DES VARIANTES

### III.1. INTRODUCTION :

Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (dépression, cours d'eau, voie de communication, etc...) en passant par-dessus.

Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des **ouvrages d'Art**.

Dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle (naturel ou artificiel) n'est pas unique. La recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Suite au recueil des données, la prochaine partie de notre travail consiste à l'analyse des différentes variantes proposées, leurs avantages, leurs inconvénients, leurs limites et leurs coûts. Une analyse technico-économique comparative des différentes solutions envisageables nous permet de choisir la variante adéquate.

### III.2. CONCEPTION :

La conception constitue la première phase de l'élaboration d'un projet. Elle a pour but principal de :

- Définir le système porteur de l'ouvrage (pont poutre, pont en arc ou pont à câbles porteurs), son système statique et le type de section transversale du pont ;
- Choisir les principales dimensions de l'ouvrage non définies dans les données de l'ouvrage (par exemple : le nombre de portées, la longueur des portées, la hauteur du tablier ou la hauteur des pylônes) ;(1)

### III.3. VARIANTES PROPOSEES :

On a opté pour trois variantes les mieux adaptées de notre point de vue, qui sont :

- **Variante 1** : Pont à poutres en béton précontraintes par post-tension à travées indépendantes.
- **Variante 2** Pont caisson à hauteur constante en encorbellements successifs.
- **Variante 3** : Pont mixte quadri-poutre.

#### III.3.1. Pont à poutres en béton précontraintes par post-tension à travées indépendantes :

Le procédé de la poste tension consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La longueur totale de cette variante est de 105 m, alors nous préconisons 3 travées indépendantes des poutres précontraintes par post-tension de 35 m de long et une largeur de 12.33 m.

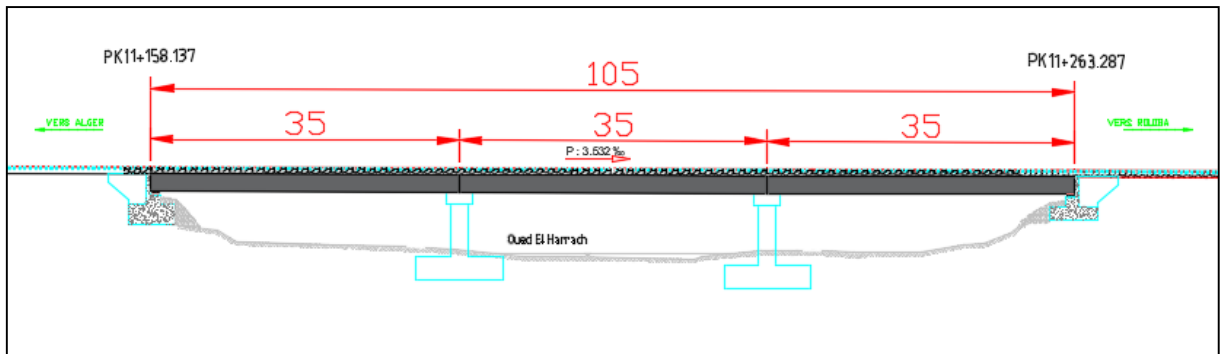


Figure III. 1. Implantation des appuis de la variante 1

**III.3.1.1. Conception transversale :**

Le pré dimensionnement de la conception transversale d'un voussoir est basé sur le guide [SETRA : VIPP]. Le Tableau III.1 présente les détails de prédimensionnement de la section transversale de cette variante.

Tableau III. 1. les dimensions de la section transversale selon VIPP

Désignation	Ration usuel	Valeur retenu
Entraxe entre les poutres	$1.4 < \lambda < 2.5 \text{ m}$	$\lambda = 1.4 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = \frac{l}{\lambda} + 1$	9 poutres
Elancement	$L/17 < ht < L/20$	$ht = 2 \text{ m}$ $hp = 1,75 \text{ m}$
Epaisseur de l'hourdi	Entre 20 et 30 cm	$H = 25$
Largeur de la table de compression	$b > 0.6h$	$b = 1.1 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression	$e > 10 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$
Largeur du talon	$50 \text{ cm} < b_t < 80 \text{ cm}$	$b_t = 55 \text{ cm}$
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 25 \text{ cm}$	$e_t = 25 \text{ cm}$
Epaisseur d'âme	$b_0 = 55 \text{ cm}$ section d'about $b_0 = 25 \text{ cm}$ section intermédiaire	
Pente de la table de compression	$1/15 < \tan \alpha < 1/10$ $e_1 = 5 \text{ cm}$	$e_1 = 5 \text{ cm}$
Le pan incliné du talon	$1 < \tan \alpha < 1.5$	$\alpha = 45^\circ$

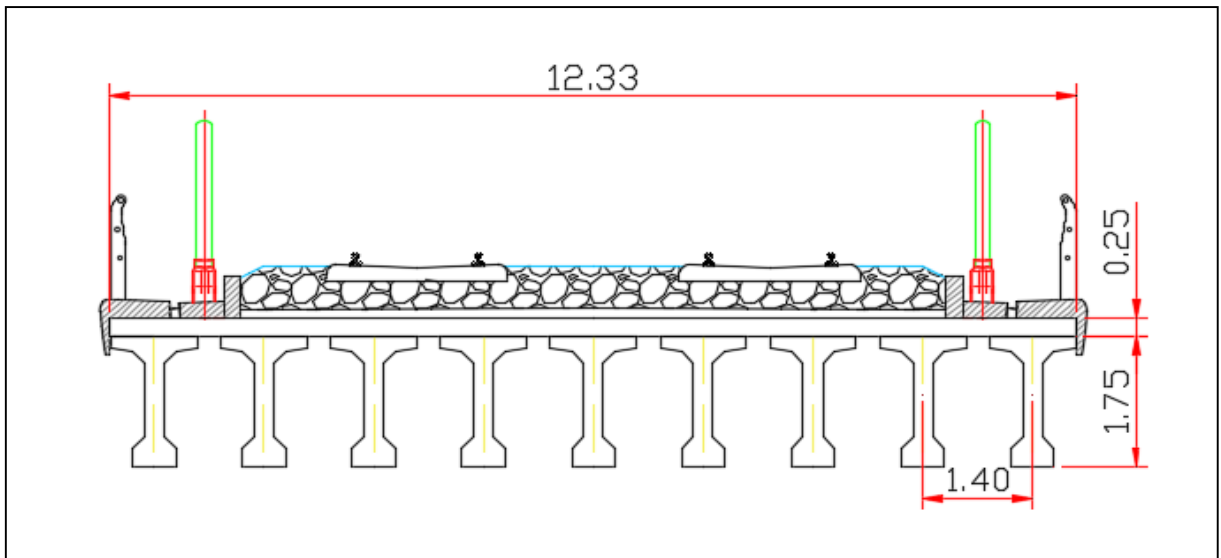


Figure III. 2. Coupe transversale de la variante 1

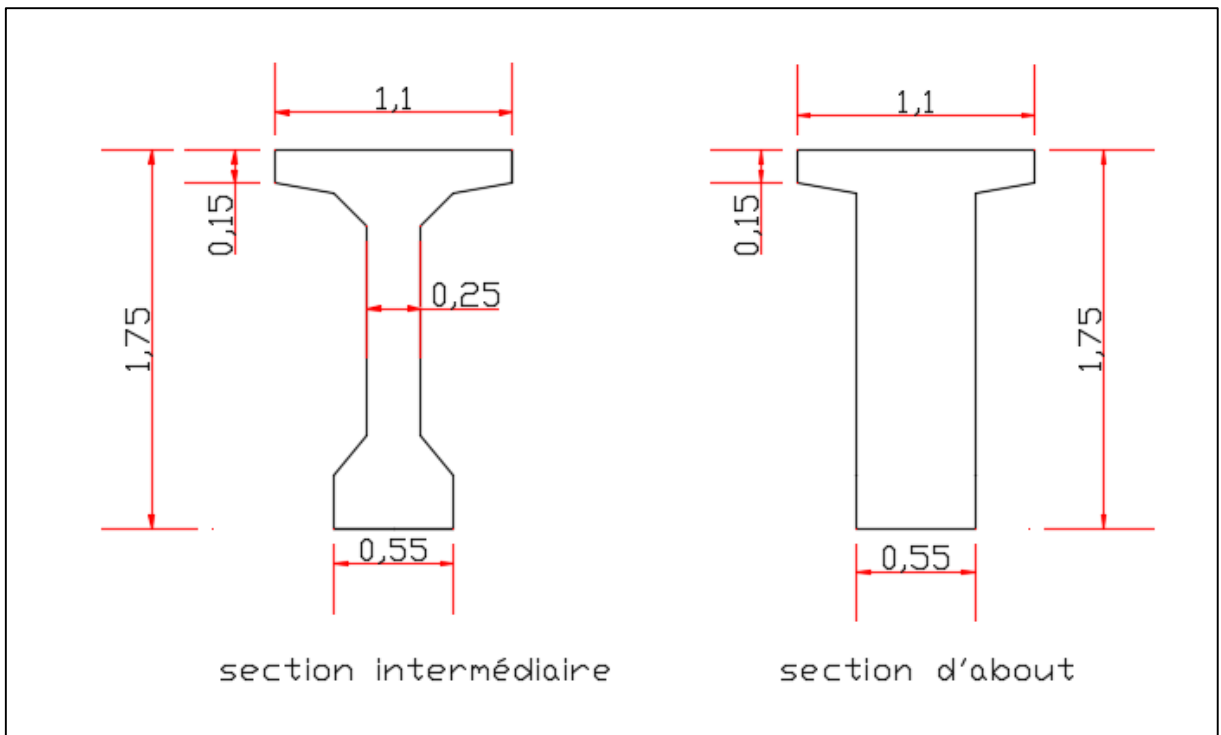


Figure III. 3. Les dimensions des poutres de la variante 1

### III.3.1.2. Critique de la variante :

#### Les avantages :

- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Ne nécessite pas beaucoup d'entretien.
- Facilité d'étude et d'exécution.
- La possibilité d'avoir n'importe quelle forme grâce au béton.

Les inconvénients :

- Poids très important.
- Nécessite un personnel qualifié pour l’entretien et la pose des gaines et des câbles de précontraint.
- Perte économique (cout et délai).
- Limité en termes de longueur de franchissement.

**III.3.2. Variante 2 : Pont caisson à hauteur constante en encorbellement successif**

Pour cette variante, on propose un pont en béton précontraint construit par encorbellement. Ce mode de construction consiste à exécuter essentielle du tablier d’un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoir, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

Il s’agit d’un pont en poutre mono-caisson en béton précontraint car la largeur imposée égale à 12.33m. Cette variante est composée de trois travées, la principale travée est de 50 m de longueur et celles de rive sont de 30 m, et une hauteur constante de 2.5 m, vu que la portée principale est inférieure à 60m.

Tableau III. 2. Longueur des travées de la variante 2

	Ration usuel	Valeur retenu
Travée principale	L	50
Travée de rive	0.6*1	30

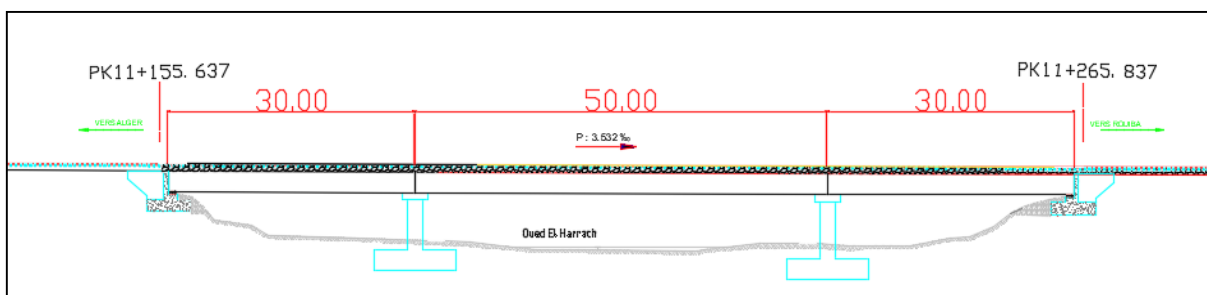


Figure III. 4. Coupes longitudinales de la variante 2

**III.3.2.1. Conception transversale**

Le prédimensionnement est basé sur le guide [SETRA : Pont par encorbellement]. La figure III.5 suivante définit les différentes notations des dimensions de la section transversale et le tableau III.3 présente les détails de la section transversale de cette variante.

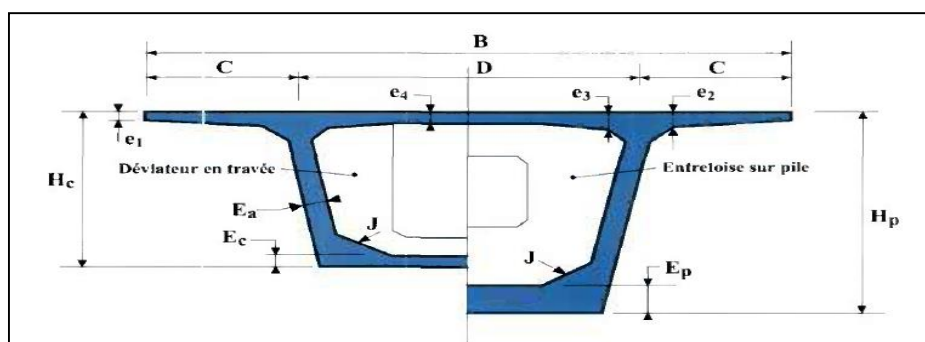


Figure III. 5. Définitions des dimensions de la section caisson (SETRA, p38)

Tableau III. 3.les dimensions de la section transversale de la variante 2

Désignation	Ration usuel	Valeur retenu
La hauteur du tablier (m)	$1/16 < h < 1/18$	4 (*)
Implantation des âmes (m)	$C = B/4$	3.08
Hourdis supérieur (Epaisseur) (cm)	$e_1$	25
	$C/8 < e_2 < C/7$ $0.38 < e_2 < 0.44m$	40
	$e_4 = D/25$	25
	$e_3 = 0.10 + D/25$	40 (**)
Vérification des épaisseurs	$e_3 > e_2 - 0.10$	$0.35 > 0.3$
	$e_3 > 1.5 * e_4$	$0.35 > 1.5 * 0.22 = 0.33$
L'inclinaison	Entre 10 et 30 %.	20%
Epaisseur de l'âme (cm)	$e_a < 0,26 + L/500$	40
Hourdis inférieur (sur pile) (cm)	Entre 35 et 80 cm	50
Gosset supérieur	Entre 40 et 45°	40°
Gosset inférieur	Entre 30 et 45°	45°

(\*) Dans le cas des ponts ferroviaires, la hauteur du tablier doit être surélevée à cause du type de charge et la vibration ferroviaire.

(\*\*)  $e_3 = 0.10 + (16.17/25) = 35$  cm, mais cette valeur ne vérifie pas les conditions :  $e_3 > e_2 - 0.10$  et  $e_3 > 1.5 * e_4$ , donc on prend  $e_3 = 40$  cm.

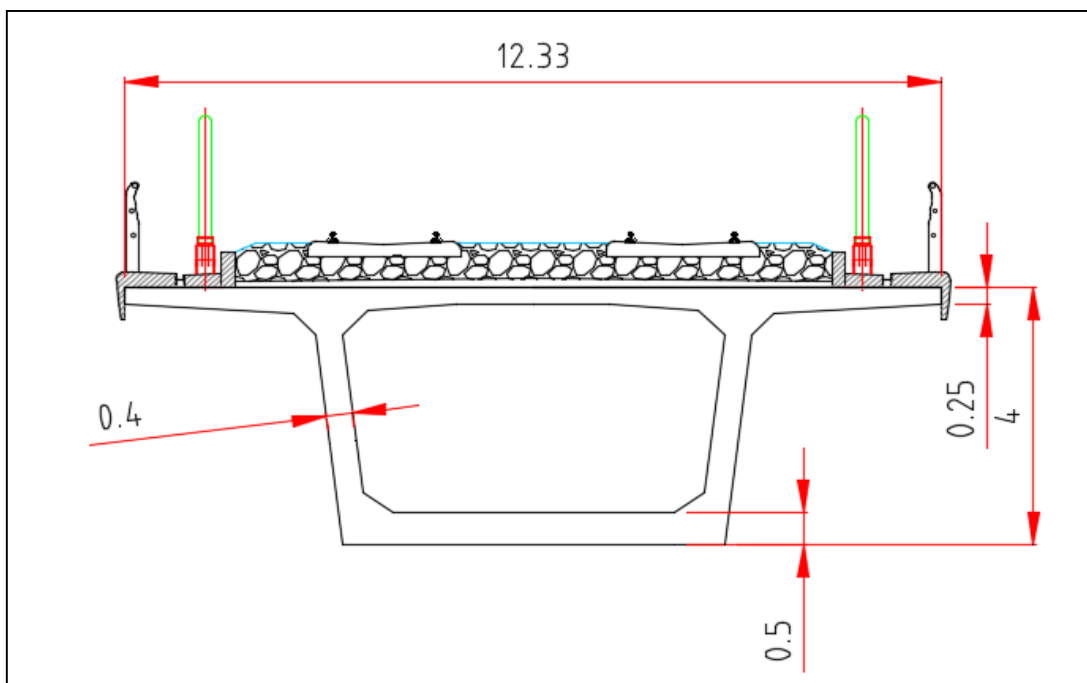


Figure III. 6. Coupe transversale de la variante 2

### III.3.2.2. Critique de la variante :

#### Les avantages :

- Accepte des géométries très variées (hauteur, tracé en plan et profil en long) ;
- Possibilité de franchissement sans toucher le sol ;
- Réduire le nombre des appuis à réaliser ;
- Ouvrage élancé ayant une bonne qualité esthétique.

#### Les inconvénients :

- Le poids est très important, ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes ;
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat important ;
- Le procédé est lent avec un cout élevé, notamment, dû aux machines de levage ;
- La retombée de l'ouvrage est très importante, insuffisance du gabarit ;
- Le processus d'exécution est très long ce qui risque d'augmenter le délai de réalisation.

### III.3.3. Variante 3 : pont mixte quadri-poutre

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 ponts mixtes à poutres sont composés de poutres principales métalliques dans la direction de la portée de l'ouvrage et de poutres secondaires métalliques dans la direction perpendiculaire. La rigidité de l'ouvrage dans cette direction est assurée par les éléments transversaux.

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très rependus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. (1)

Il est possible de concevoir des ouvrages comportant plus de deux poutres principales. Ces ouvrages, dont la poutre secondaire est composée d'entretoises, sont en l'absence de contraintes, plus coûteux à réaliser que des ouvrages de type bipoutres. Ils sont donc réservés à des cas où :

- La largeur du tablier est supérieure à 25 m ;
- La hauteur disponible pour inscrire le tablier est insuffisante pour un bipoutre ;
- Les contraintes du site interdisent l'utilisation des moyens de levage courants, ce qui oblige à prévoir des poutres plus légères donc plus nombreuses ;
- Le rapport portée/largeur est très faible.

Pour cette, on propose la projection d'un pont mixte quadri poutre à hauteur constante composé d'une travée principale de 45 m de longueur et de deux travées de rives de 33 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 111 m.

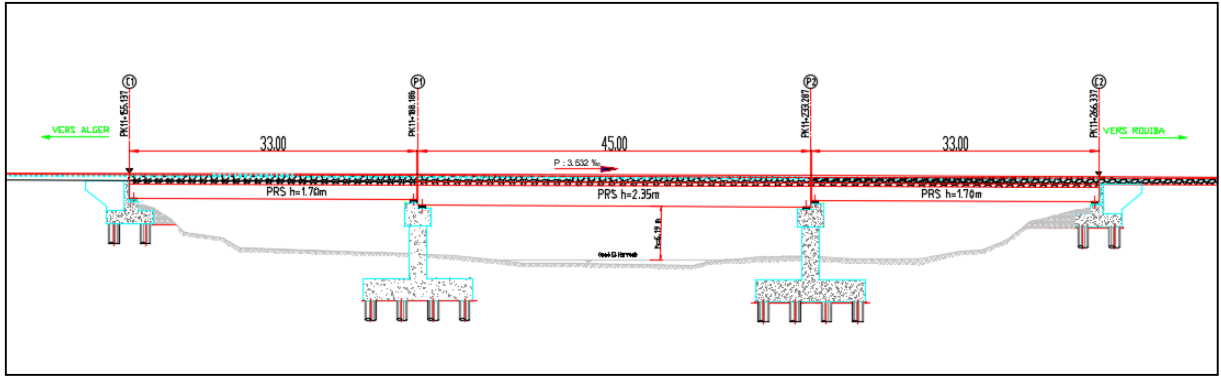


Figure III. 7. Implantation des appuis de la variante 3

### III.3.3.1. Conception transversale :

Le tablier est de largeur égale à 12.33 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur 4 poutres avec un entraxe de 2.5 m et transversalement sur des entretoises.

Surmonté par une dalle en béton armé avec une épaisseur constante dans le sens longitudinale et varie de 25 cm à 35 cm dans le sens transversal, l'épaisseur de la dalle vaut 35 cm au droit des poutres maitresses, 30 cm à l'axe du tablier et 25 cm aux extrémités du porte-à-faux, ce qui correspond à une épaisseur moyenne  $h_c$  de 30 cm.

#### A. Conception des poutres principales :

Le pré dimensionnement est basé sur le guide SETRA et volume 12 pont en acier (conception et dimensionnement des ponts métallique et mixte acier-béton)

La figure III.8 définit les différentes notations des dimensions de la section transversale.

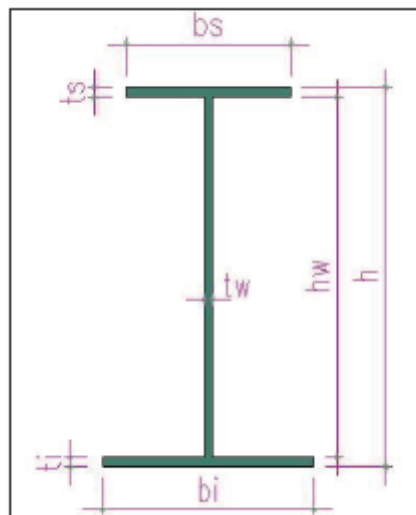


Figure III. 8. Définitions des dimensions de la section en I

Tableau III. 4.les dimensions de la section transversale de la variante 3

Eléments	Seuil	Valeurs retenus (mm)	
		Travée 45 m	Travée 33 m

Epaisseur de la dalle en béton armé	250 à 400	250 à 350 (variable)	250 à 350 (variable)
Hauteur de la poutre	$L/20 < H < L/15$	2350	1700
Entraxe des poutres	-	2500	2500
Largeur de la semelle inférieure	$500 \leq b_i \leq 1200$	900	700
Largeur de la semelle supérieure	$400 \leq b_s \leq 1000$	750	600
Epaisseur semelle supérieur sur pile	$20 \leq t_s \leq 150$	20	20
Epaisseur semelle supérieur à la clef	$20 \leq t_s \leq 150$	50	30
Epaisseur semelle inférieur sur pile	$20 \leq t_i \leq 150$	50	40
Epaisseur semelle inférieur à la clef	$20 \leq t_i \leq 150$	80	60
Epaisseur de l'âme sur pile	$t_w \geq 0.005 h_w$	20	20
Epaisseur de l'âme a la clef	$t_w \geq 0.005 h_w$	20	20

### B. Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires qui relient les poutres principales, leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre et transmettre les forces horizontales dues :

- Au vent,
- La stabilisation des poutres contre le déversement.

Aussi, les entretoises ont le rôle important de :

- Garantir l'indéformabilité de la section transversale et d'introduire la charge de torsion dans la poutre (2)

### Les entretoises :

Les poutres métalliques sont entretoisées au droit des culées, des appuis intermédiaires ainsi qu'en travée au moyen d'entretoise type cadre. L'espacement des entretoises varie le long de chaque travée. Sur appui, il s'agit d'un profilé HEB800 alors qu'en travée c'est un profilé d'IPE600 et IPE400 sur la travée intermédiaire et de rive respectivement.

-

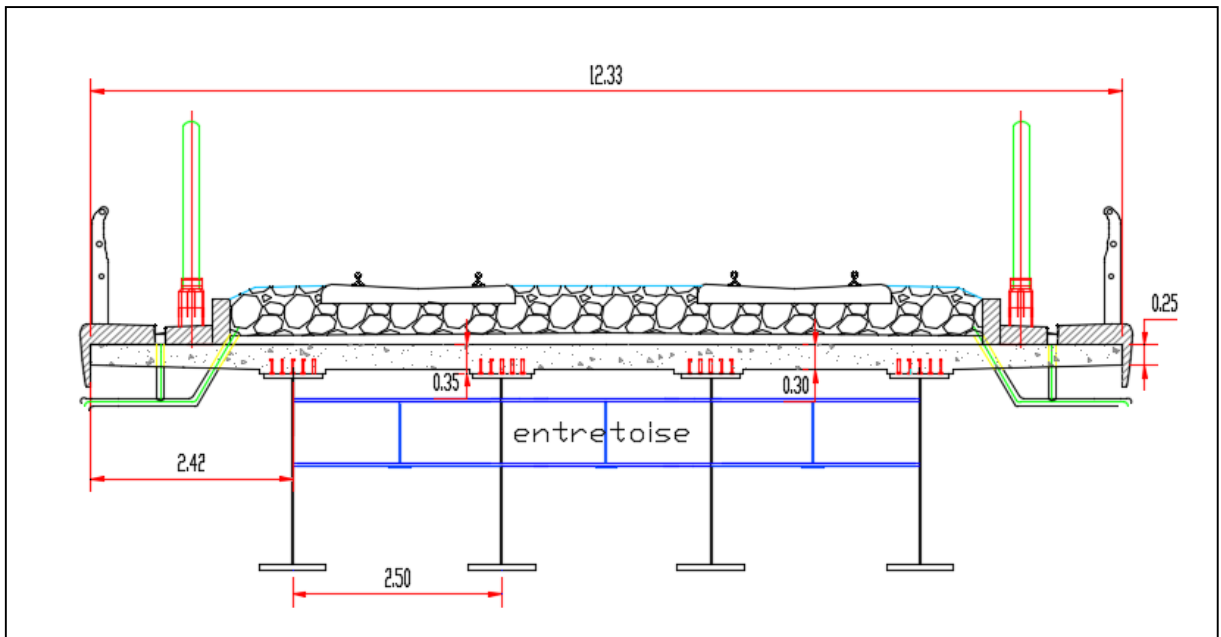


Figure III. 9. Coupe transversale de la variante 3

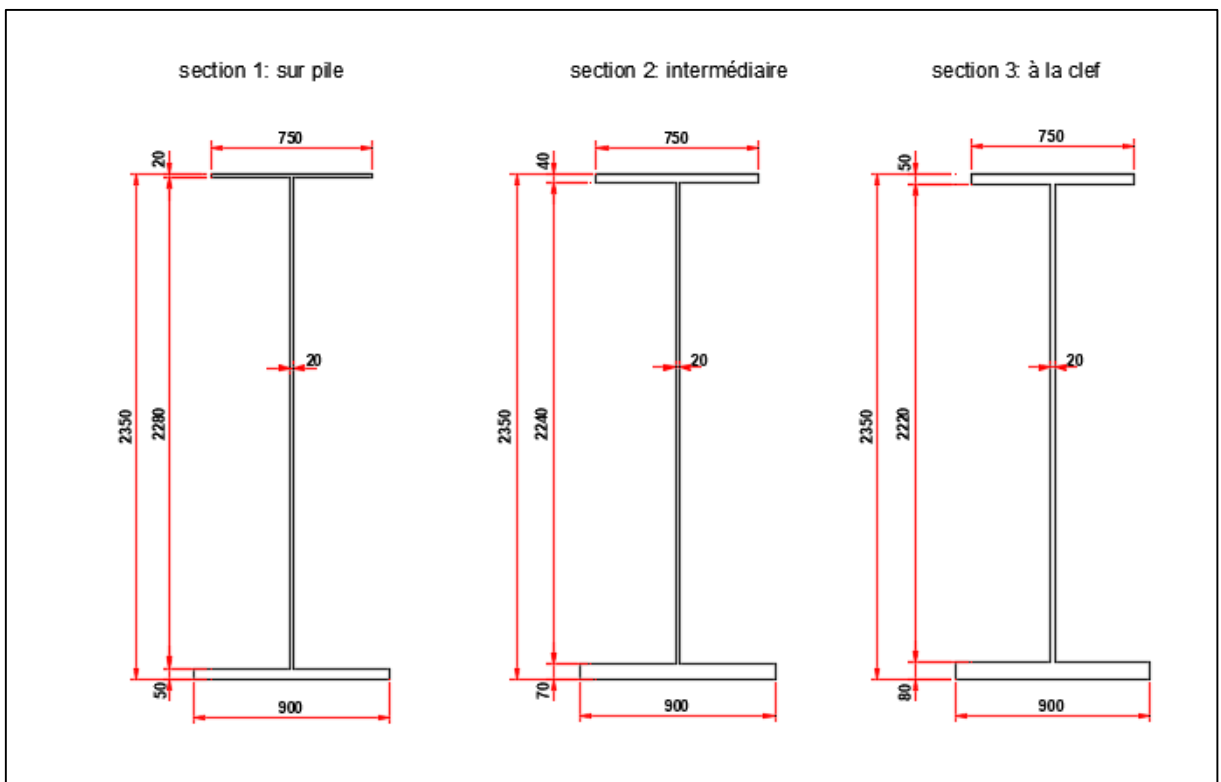


Figure III. 10. Les dimensions des poutres de la travée principale

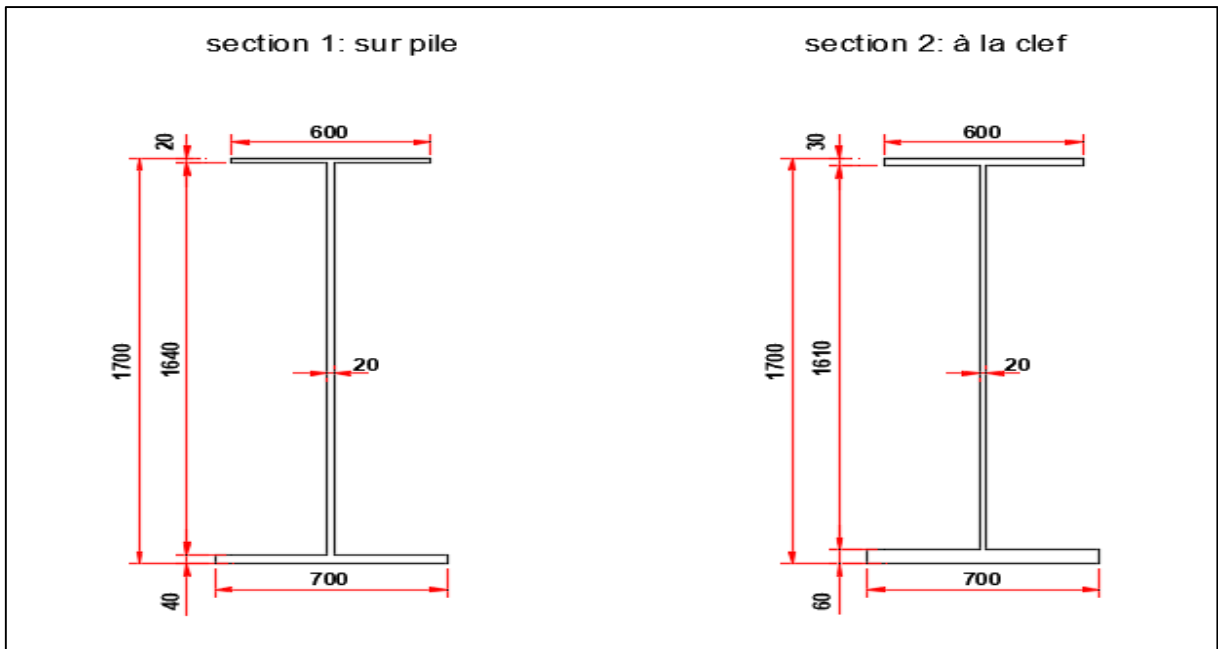


Figure III. 11. Les dimensions des poutres de la travée de rive

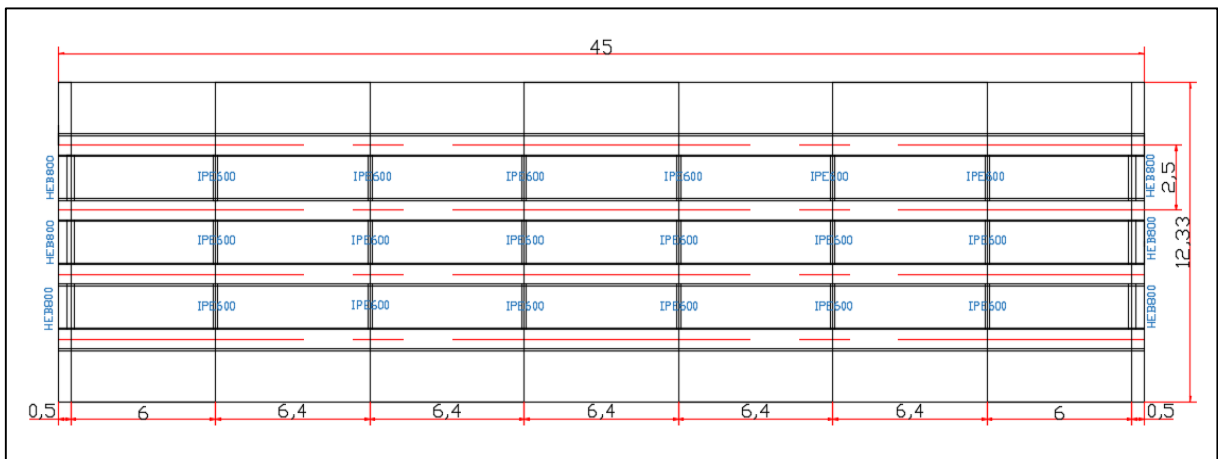


Figure III. 12. La disposition des entretoises de la travée intermédiaire

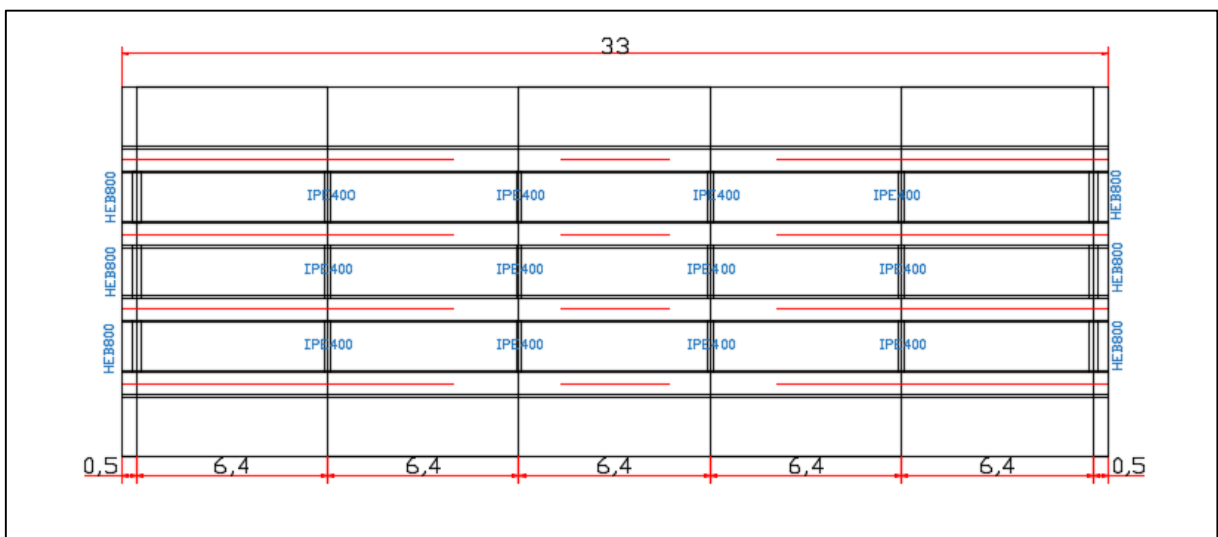


Figure III. 13. La disposition des entretoises de la travée de rive

### C. Les connecteurs :

La dalle en béton doit être liée à la structure métallique par des éléments de liaison, appelés connecteurs, car l'adhérence naturelle entre le béton et la surface métallique est trop faible et trop peu durable. Avec cette liaison mécanique, la dalle participe à la résistance à la flexion de la poutre métallique et les deux matériaux résistent ensemble en section mixte acier-béton. La liaison mécanique doit être capable de s'opposer au glissement et au soulèvement de la dalle par rapport aux poutres métalliques.

Pour notre projet, on a proposé de mettre 5 rangées de goujons, pour la travée intermédiaire, de 22 mm de diamètres soudés sur la semelle supérieure de la dalle, et d'une hauteur de 180 mm, ils sont espacés de 125 mm.

S'agissant de la travée de rive, on propose de mettre 4 rangées de goujons avec les mêmes caractéristiques et le même espacement.

#### III.3.1.2. Critique de la variante :

##### Les avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées ;
- La légèreté de la superstructure (le tablier mixte est léger par rapport à un tablier à poutre) ;
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté ;
- La rapidité d'exécution ;
- La simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Des possibilités d'extension et de réparation ;
- Le court délai de construction.

##### Les inconvénients :

- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier ;
- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage ;
- Un coût élevé ;
- Un entretien périodique ;
- La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage.

#### III.4. ANALYSE COMPARATIVE :

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

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

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements existants ;
- La portée principale doit garder une ouverture minimale de 40m dans le cadre de l'aménagement de Oued El Harrach ;
- La durée de la réalisation ;

- Intégration de la structure dans son environnement (présence d'un pont adjacent) ;
- Après la fin de l'aménagement d'Oued El Harrach, cette partie au-dessous du pont fera partie d'un chemin de loisir, la zone sera touristique et navigable.

#### **III.4.1. Critères de choix :**

##### **A. Critères liés à l'aspect architectural :**

L'insertion d'une infrastructure linéaire dans le paysage marque toujours une espèce de blessure. Les ponts ont été, toujours, l'objet d'admiration par les peuples et marquent d'une manière spectaculaire les vallées ou voies traversées. En conséquence, le traitement architectural des divers éléments est pleinement justifié. Le pont doit valoriser le paysage. Seulement, l'intervention est conditionnée par une préoccupation d'économie et une facilité de construction :

- Faire un traitement architectural des piles ;
- Proposer une couleur pour les éléments en acier du tablier, de façon à valoriser les ouvrages et contribuer à sa meilleure intégration dans le paysage.

##### **B. Critères liés à l'entretien de la voie :**

L'entretien de la voie a un coût d'exploitation significatif. L'impact des ouvrages d'art dans ce coût est spécialement lié à l'adoption (ou non) des appareils de dilatation de voie (ADV).

Pour des raisons de sécurité, d'entretien et de confort de la voie, Il est toujours recommandé dans la mesure du possible de minimiser l'utilisation des appareils de dilatations de la voie au niveau des ponts et viaducs ferroviaires.

##### **C. Critères liés à l'entretien de l'ouvrage :**

L'entretien joue un rôle déterminant dans le cycle de vie d'un ouvrage pour assurer la sécurité et garantir la durabilité voulue.

Pour les structures en béton, les coûts associés aux travaux de réparation des délaminations jouent le point faible dans cette solution, alors que les structures en acier c'est les coûts d'entretien de la corrosion.

Aussi, les appareils d'appui, dispositifs parasismiques et joints de dilatation ont toujours des coûts d'entretien et de substitution.

##### **D. Critères liés au comportement structural :**

Lors de la conception d'un pont, il est essentiel de prendre en compte les différentes dégradations que le produit est susceptible de subir tout au long de son cycle de vie, aussi bien lors de son fonctionnement "normal" que de manière accidentelle (suite à une surcharge, un choc...).

##### **E. Critères liés aux Méthodes et durée de construction :**

Le choix de la méthode de construction est en fonction de la hauteur de la pile, de la structure du tablier et de l'obstacle à franchir.

**F. Critère d'économie :**

Parmi les critères les plus importants dans le choix optimal de la conception des ouvrages est le critère économique. Ce critère comprend le coût de construction et le coût de l'entretien de l'ouvrage et de la voie.

**III.4.2. Analyse multicritère :**

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives à notre ouvrage, il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui nous a permis de mettre en évidence les contraintes qui ressortent de cette analyse :

**A. Le pont à poutres en béton précontraints :** les points sensibles de cette variante sont :

- Le comportement structural : Pont lourd vis-à-vis de la sismicité de la région
- L'économie : coût de réalisation élevé ;
- L'exécution : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvres qualifiées.

**B. Le pont caisson :** les points sensibles de cette variante sont :

- Le comportement structural : Pont lourd vis-à-vis de la sismicité de la région.
- L'économie : coût de réalisation élevé ;
- L'exécution : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvres qualifiée ;
- Le délai : délai de réalisation important par rapport aux autres variantes.

**C. Le pont mixte :** les points sensibles de cette variante sont :

- Le comportement structural : pont léger, le plus favorable en cas d'un séisme ;
- L'économie : pont plus ou moins économique par rapport aux autres variantes ;
- L'exécution : rapide à réaliser ;
- Le délai : délai de réalisation court par rapport aux autres variantes.

Afin de prendre une décision sur le choix de Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison (les critères dévaluations), une analyse soignée multicritère a été effectuée.

Pour évaluer chaque critère, on a affecté une note sur 5 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère.

**Tableau III. 5. Les coefficients des critères**

	<b>Architecture</b>	<b>Entretien</b>	<b>Comportement structural</b>	<b>Délai</b>	<b>Economie</b>
<b>Coefficient</b>	3	3	2	1	2

A partir de ces coefficients, on peut affecter une note à chaque variante :

**Tableau III. 6. Analyse multicritère**

Les critères	Pont poutre	Pont caisson	Pont mixte
	Note /5		
Architecture	3	4	5
Entretien	4	3	3
Comportement structural	3	5	4
Méthode et délai	4	3	5
Economie	5	3	4
Moyenne	4,1	4	4,5

**Variante retenue :**

D’après l’analyse des points de comparaison, tout en se basant sur les critères mentionnés ci-dessus et en prenant en considération toutes les contraintes, le choix définitifs pour notre ouvrage d’art est porté sur un pont en PRS.

Ce choix (pont mixte acier-béton) résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d’implantation des appuis et la légèreté de la superstructure et d’adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l’ouvrage. Aussi cette solution est de plus en plus considérée comme solution la plus compétitive sur les ponts ferroviaires et routiers actuels, au détriment des solutions en béton armé précontraint.

**III.5. CONCLUSION :**

Après comparaison des trois variantes, on a constaté que la solution (pont mixte) est la plus adaptée sur notre site vu les avantages cités précédemment, notamment le gabarit et le poids propre. Donc c’est cette solution qui fera objet de notre étude.

**CHAPITRE IV :**  
**HYPOTHESES DE CALCUL**

**CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL****IV.1. INTRODUCTION :**

Dans tous les projets de construction, il est nécessaire, avant de commencer toute modélisation d'une structure, de définir les hypothèses de calculs, d'indiquer les principales normes, références et les guides de conception en vigueur, et définir les caractéristiques des matériaux. Leurs définitions permettent de concevoir le dimensionnement et faire les vérifications nécessaires.

**IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :**

Les normes et les règles qui seront utilisées dans le dimensionnement, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1. normes et règles de calcul

Norme	Intitule
Livret 2.01	Règle de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixte
Eurocode 3	Calcul des structures en acier
Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
B.A.E.L 91 modifiées 99	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites
RPOA 2008	Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
Fascicule 62	Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil
Document SETRA	Service d'étude technique des routes et autoroutes

**IV.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :**

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

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

**IV.3.I. Le béton :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ . Le béton est de **classe B 25/30**, il est dosé à **400 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPA 325**, avec un contrôle strict.

La masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

**IV.3.1.1. Résistance du béton :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, celle-ci est notée " $f_{c28}$ ", elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

A. La résistance à la compression :

Pour un béton âgé de  $j$  jours, on a :

$$f_{cj} = \frac{i}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{i}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

Avec :

$$f_{c28} \begin{cases} 30\text{MPa pour le béton de la superstructure.} \\ 27\text{MPa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

Tableau IV. 2.variations de la résistance à la compression à J jours

	J	7	14	28
<b>Superstructure</b>	$f_{cj}$ (MPa)	20	26	30
<b>Infrastructure</b>	$f_{cj}$ (MPa)	18	24	27

B. La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{tj}; \quad f_{t28} = \begin{cases} 2.4 \text{ MPa pour le béton de la superstructure.} \\ 2..22 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

Tableau IV. 3.variations de la résistance à la traction à J jours

	J	7	14	28
<b>Superstructure</b>	$f_{tj}$ (MPa)	1.8	2.16	2.4
<b>Infrastructure</b>	$f_{tj}$ (MPa)	1.68	2.04	2.22

**IV.3.1.2. Contraintes admissibles**

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

A. La contrainte limite de compression en service :

En construction :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 18 \text{ MPa pour le béton de la superstructure.} \\ 16.2 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

En service :

$$\sigma_{bc} = 0.5 f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 15 \text{ MPa pour le béton de la superstructure.} \\ 13.5 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

**B. La contrainte limite de compression a l'état limite ultime :**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant figure IV.1 :

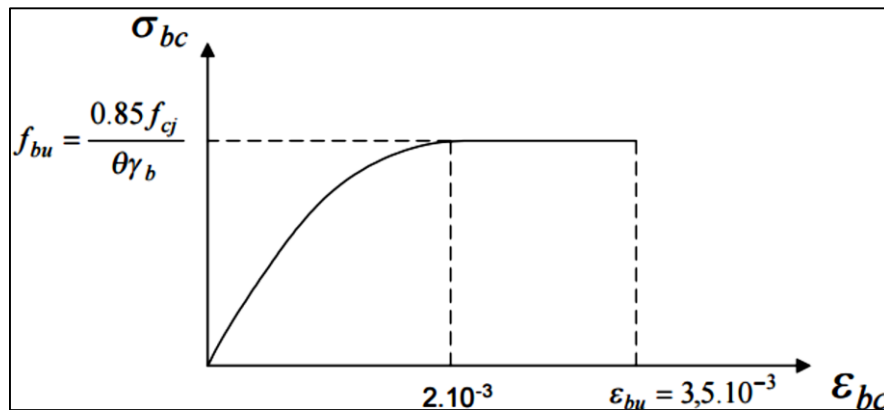


Figure IV. 1. diagramme de la contrainte limite à l'ELU

La formule de calcul est la suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

Tableau IV. 4. Les valeurs de La contrainte limite de compression à l'état limite ultime

$\theta$		Superstructure			Infrastructure		
		1	0.9	0.85	1	0.9	0.85
$f_{bu}$	$\gamma_b = 1.5$	17	18.88	20	15.3	17	18
	$\gamma_b = 1.15$	22.17	24.63	26.08	19.95	22.17	23.47

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale  $\nu = 0.2$ .

**IV.3.1.3. Déformation du béton :**

**IV.3.1.3.1 Déformation longitudinale du béton :**

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

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en (MPa)}$$

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique a la compression.

**B. Module de déformation différée (longue durée) :**

Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

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

Pour notre cas :

$$\text{à } j=28 \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 30 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 34179.5 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 11496.7 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 33000 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 11100 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**IV.3.1.3.2 Déformation transversale du béton :**

Elle est caractérisée par le module de déformation transversale « G » qui est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Avec :  $\nu$  est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

- $\nu = 0,20$  pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0,00$  pour un béton fissuré. (E.L.U).

**IV.3.2. L'acier :**

**IV.3.2.1. Acier de béton**

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

**A. La limite d'élasticité :**

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500, donc la limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa.

**B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égale à  $2.10^5$  MPa.

**C. Contrainte limite de traction  $\sigma_s$  :**

➤ **À l'ELS :**

**Tableau IV. 5.les valeurs de la contrainte limite de traction selon le cas de fissuration**

Cas de fissuration peu nuisible	Pas de limitation de la contrainte
Cas de fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max} ( f_e/2 ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$
Cas de fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max} ( 2f_e/5 ; 88\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$

Le coefficient  $\eta$  est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

$$\eta = \begin{cases} 1.00 & \text{Pour les treillis soudés et les ronds lisses} \\ 1.60 & \text{Pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

➤ À l'ELU :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Le coefficient  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

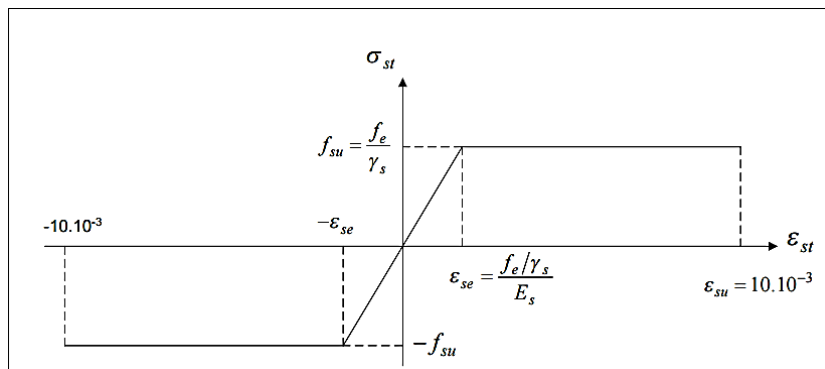


Figure IV. 2. Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs

### IV.3.2.2. Aciers de construction « PRS » EN10025

Pour les poutres, on utilise des profilés reconstruits soudés (PRS). Ces PRS sont en acier de type S 355 sa résistance à la traction  $\zeta_e = 510 \text{ N/mm}^2$ . Les aciers utilisés sont Tableau IV.6:

Tableau IV. 6. caractéristiques de l'acier utilisé selon la norme EN10025-2

Type d'acier	Classe	Epaisseur (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$G$ (MPa)
PRS	S355	$t \leq 16$	355	470	210 000	81 000
		$16 < t \leq 40$	345			
		$40 < t \leq 63$	335			
		$63 < t \leq 80$	325			
		$80 < t \leq 100$	315			
		$100 < t \leq 150$	295	450		

Les contraintes admissibles, Tableau IV.7 :

Tableau IV. 7. valeurs des contraintes admissibles

Contrainte	Valeur admissible
Traction simple	$\sigma_a = (3/4) \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$
Cisaillement	$\tau = 0,6 \times \sigma_e = 213 \text{ MPa}$
Compression simple	$\sigma_a' = (2/3) \sigma_e = 236,66 \text{ MPa}$

#### IV.4. COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE

Pour l'état limite ultime (ELU) :

Tableau IV. 8. Coefficients partiels de sécurité à l'ELU

Situation de projet	$\gamma_c$ (béton)	$\gamma_s$ (acier passif)	$\gamma_M$ (charpente)		$\gamma_v$ (goujons)
			Plastification, instabilité locale	Plastification, instabilité locale	
Durable transitoire	1.5	1.15	$\gamma_{M1} = 1,1$	Instabilité d'élément	1,25
			$\gamma_{M2} = 1,25$	Ruine de section nette tendue	
Référence	EN 1992 - 1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 6.1 et tableau 6.2		EN1994-2 + AN, 2.4.1.2

Pour l'état limite service (ELS) :

Tableau IV. 9. Coefficients partiels de sécurité à l'ELS

Situation de projet	$\gamma_c$ (béton)	$\gamma_s$ (acier passif)	$\gamma_M$ (charpente)	$\gamma_v$ (goujons)
/	1	1	1	1.25
Référence	EN 1992-1-1, 2.4.2.4		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	EN 1994-2, 6.8.1 (3)

#### IV.5. LOGICIEL UTILISE :

Le projet est modélisé avec le logiciel **ROBOT (AutoDesk Rebot Structural Analysis Professional 2018)**, c'est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil, permettant des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction (le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post – processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique.

Le modèle de calcul adopté un **modèle mixte** avec des éléments barre pour les poutres et panneau pour la dalle.

#### **IV.6. CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons défini les hypothèses de calcul et les caractéristiques des matériaux proposés pour la solution qui fera objet de notre étude. Il s'agit d'une étape clé du projet, du fait que toute l'étude qui suivra dépendra, aussi, de ces paramètres.

**CHAPITRE V :**

**CALCUL DES CHARGES ET  
SURCHARGES**

## CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

### V.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous évaluerons les charges permanentes et nous présenterons les différentes charges d'exploitation susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage. Nous définirons, aussi, les différentes combinaisons d'actions. Pour ce faire, nous nous référerons au **LIVRET 2.01**.

### V.2. EVALUATION DES CHARGES

Il s'agit de calculer les différentes charges et surcharges appliquées au pont, de manière que l'ouvrage doit résister aux efforts appliqués suivantes :

- La charge permanente due au poids propre (PP) ;
- La charge permanente supplémentaire (CCP) ;
- Les surcharges.

Nous utilisons les valeurs des charges usuelles du tableau V.1.

**Tableau V. 1.poids spécifique des matériaux et éléments constituant la voie ferrée**

Matériaux et éléments	Poids spécifique	Source normative
Eléments en béton armé, KN/m <sup>3</sup>	25	EN1991-1-1 TAB. A.1
Acier pour profilé reconstitué, KN/m <sup>3</sup>	78.5	EN1991-1-1 TAB. A.4
Etanchéité épaisse, KN/m <sup>3</sup>	24	EN1991-1-1 TAB. A.6
Ballast, KN/m <sup>3</sup>	20	EN1991-1-1 TAB. A.6
Rails (2xUIC 60), KN/m/voie	1.20	EN1991-1-1 TAB. A.6
Traverses monoblocs, KN/m/voie	4.80	EN1991-1-1 TAB. A.6
Garde-corps BN4, KN/ml	1.5	-

### V.3. LES CHARGES PERMANENTES (HORS TRAFIC) :

Ce sont le poids propre des poutres principales PRS, des entretoises et de la dalle (tablier).

#### V.3.1. Poids propre du tablier :

##### A. Les poutres PRS :

Dans notre cas, les poutres sont de section variable, cela est dû à la variation du moment fléchissant le long de l'ouvrage, ce qui diffère l'épaisseur de la semelle d'une section à une autre.

- **Poids de la poutre de la travée intermédiaire de 45m :** Pour le calcul du poids de la poutre de la travée, on procède par symétrie.

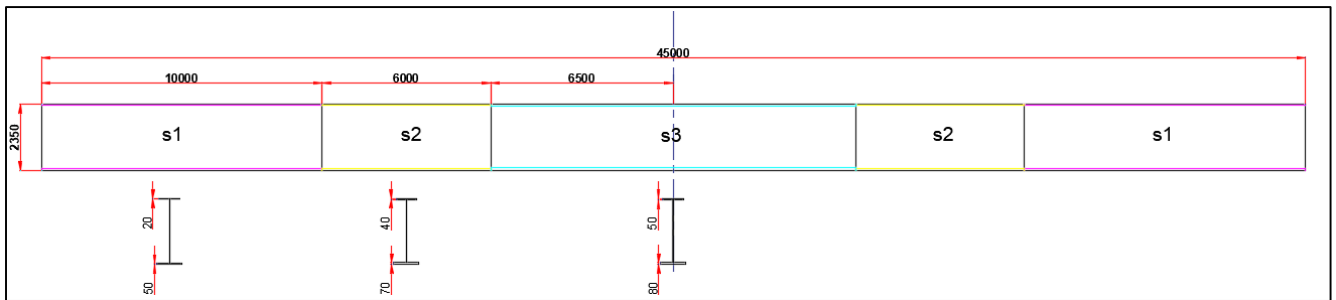


Figure V. 1. Variation de la section de la poutre intermédiaire

Tableau V. 2.poids propre de la poutre de la travée intermédiaire

Les sections	La longueur	Aire	Le poids (KN)
S <sub>1</sub>	10	0.1056	82.0953
S <sub>2</sub>	6	0.1378	60.6648
S <sub>3</sub>	6.5	0.1539	78.2574
		<b>Poids totale</b>	<b>221.0175</b>

Par symétrie, le poids total de la poutre PRS :

$$P = 221.0175 \times 2 = 442.035 \text{ KN}$$

$$P_{PRS (1)} = P \times 4 = 1768.14 \text{ KN}$$

- **Poids de la poutre PRS de la travée de rive de 33 m :** Pour le calcul du poids de la poutre de la travée, on procède par symétrie.

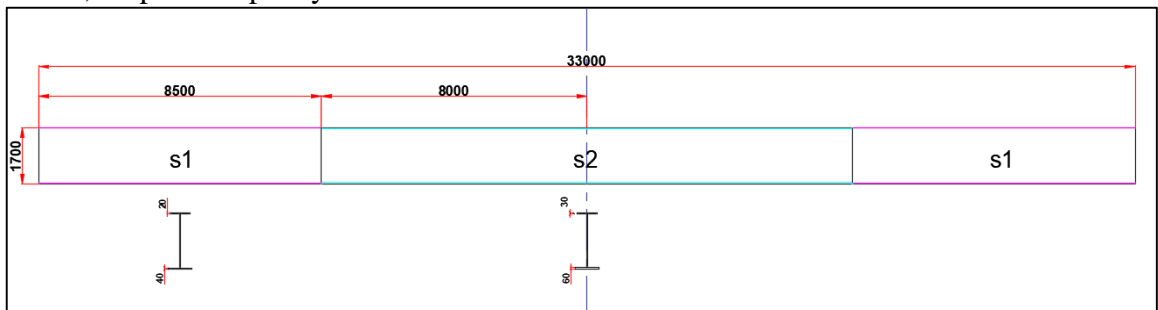


Figure V. 2.variation de la section de la poutre de rive

Tableau V. 3.poids propre de la poutre de la de rive

Les sections	La longueur (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	Le poids (KN)
S <sub>1</sub>	8.5	0.0728	48.5758
S <sub>2</sub>	8	0.0922	57.9016
		<b>Poids total</b>	<b>106.4774</b>

Par symétrie, le poids total de la poutre PRS :

$$P = 106.4774 \times 2 = 212.9548 \text{ KN}$$

$$P_{PRS (2)} = P \times 4 = 851.82 \text{ KN}$$

**B. Les entretoises :**

- **Poids des entretoises pour la travée intermédiaire de 45 m :**

- Sur travée : on a choisi des IPE600 espacées de 6.4 m, au total on a 6 entretoises IPE600.
- Sur appui : On a opté pour des HEB800.

**Tableau V. 4.Poids des entretoises pour la travée intermédiaire de 45 m**

Entretoises	Profil	Nombre	Longueur (mm)	P.M.L (Kg/ml)	Poids partiel (kg)	Poids total (Kg)
D'about	HEB800	6	1760	262	461	2766
Courante	IPE600	18	1760	122	215	3870
					<b>Poids total</b>	<b>6606</b>

$$P_{entre1}=64.78 \text{ KN}$$

- **Poids de la poutre pour la travée de rive de 33 m :**

- Sur travée : on a choisi des IPE400 espacées de 6.4 m, au total on a 4 entretoises IPE600.
- Sur appui : On a opté pour des HEB800.

**Tableau V. 5.Poids des entretoises pour la travée de rive de 33 m**

Entretoises	Profil	Nombre	Longueur (mm)	P.M.L (Kg/ml)	Poids partiel (kg)	Poids total (Kg)
D'about	HEB800	6	1760	262	461	2766
Courante	IPE400	12	1760	66.3	117	1404
					<b>Poids total</b>	<b>4170</b>

$$P_{entre2}=40.89 \text{ KN}$$

**C. Poids propre de la dalle du tablier :**

La dalle du tablier est en béton armé. Elle présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et varie de 25 cm à 35 cm dans le sens transversal. Le poids de la dalle appliqué sur les poutres du tablier est :

$$P_{dalle} = E_p \times L_r \times \gamma_b$$

- où :
- $E_p$  : épaisseur de la dalle (0.3 m)
  - $L_r$  : largeur de la voie (12.33m)
  - $\gamma_b$ : poids volumique du béton armé (25 KN/ m<sup>3</sup>)

$$P_{dalle} = 0.30 \times 12,33 \times 25 = 92.47 \text{ KN/ml}$$

$$P_{tdalle} = 92.47 \times (45+33+33) = 10264.17 \text{ KN}$$

**Le poids de tablier :**

Travée intermédiaire :

Travée de rive :

Poids propre total :

**P<sub>t</sub> = poids du PRS + dalle + entretoise :**

$$P_{ti} = 1768.14 + 64.78 + 92.47 \times 45 = 5994.07 \text{ KN}$$

$$P_{Pr} = 851,82 + 40,89 + 92.47 \times 33 = 3944.22 \text{ KN}$$

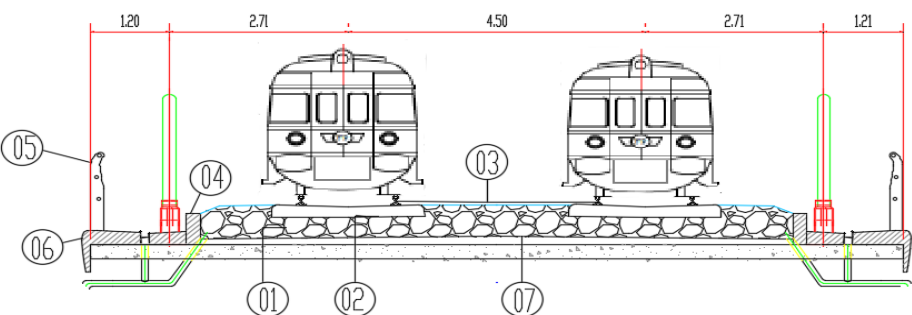
$$P_{PT} = P_{Pi} + 2 \times P_{Pr} = 5994.07 + 2 \times 3944.22 = 13882.51 \text{ KN}$$

**V.3.2. Les charges permanentes supplémentaires (CCP) :**

Les charges permanentes supplémentaires (CCP) sont celles des superstructures, qui contiennent les éléments suivants :

- Ballast ;
- Chape d'étanchéité ;
- Traverses en béton ;
- Muret garde ballast ;
- Rail ;
- Corniche ;
- Garde-corps.

**Tableau V. 6. Evaluation des Compléments de charges permanentes**



Elément	Poids total (KN/ml)
<b>1. Ballast</b>	$G_{\text{ballast}} = 0.705 \times 9 \times 20 = 126.9$
<b>2. Traverses en béton</b>	$G_{\text{traverses}} = 2 \times 4.80 = 9.60$
<b>3. Rail</b>	$G_{\text{rail}} = 2 \times 1.20 = 2.4$
<b>4. Muret garde ballast</b>	$G_{\text{muret}} = 0.21 \times 0.55 \times 25 \times 2 = 5.78$
<b>5. garde-corps</b>	$G_{\text{GC}} = 1.5 \times 2 = 3$
<b>6. Corniche</b>	$G_{\text{corniche}} = 0.2546 \times 25 \times 2 = 12.73$
<b>7. Chape d'étanchéité</b>	$G_{\text{étanchéité}} = 0.04 \times 12.33 \times 24 = 11.83$
<b>G<sub>CCP</sub></b>	172.24

**Poids total de l'ouvrage :**

$$P = G_{\text{CCP}} + P_{\text{PT}} = 172.24 \times 111 + 13882.51 = 33001.15 \text{ KN}$$

$$P = 3300.115 \text{ T}$$

**V.4. CHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE :**

Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire, les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois (charges verticales, espacements d'essieux et vitesse des trains). Le trafic proprement dit, faisant intervenir également le nombre des trains, la composition et le volume du trafic, n'est considéré que pour les vérifications à la fatigue. Pour représenter la circulation ferroviaire, et évaluer ses effets maximaux, on introduit trois schémas de charge (UIC71, SW, Train à vide) qui permettent de constituer trois chargements fondamentaux (UIC71+SW/0, SW/2, train à vide) ; ces chargements, une fois majorés dynamiquement, forment en compagnie des efforts horizontaux correspondants les actions de circulation ferroviaire.

Les actions dues aux circulations des trains sont données ci-dessous :

**IV.4.1. Charges verticales :**

**V.4.1.1. Effets statiques :**

Le livret 2.01 de la SNCF définit, d'abord, quatre schémas de charges UIC 71, SW/0, SW/2 et train à vide, et trois chargements verticaux fondamentaux.

**A. Modèle de charge UIC71 :**

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire normal. Il représente la charge verticale sur la voie dû à un trafic ferroviaire standard.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être établies conformément à la figure V.3 :

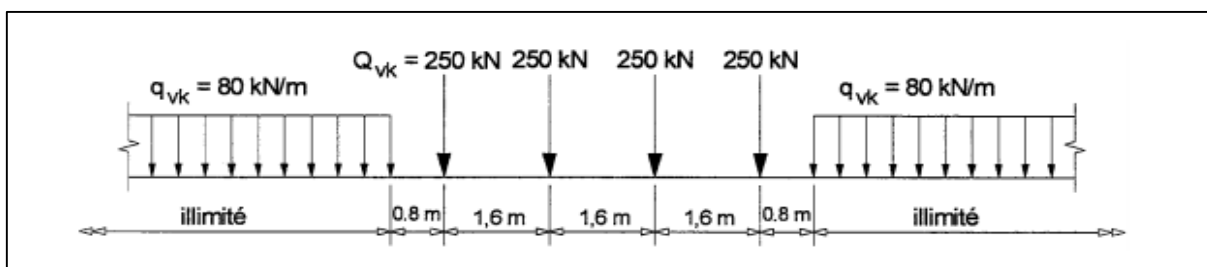


Figure V. 3.Modèle de charge UIC71

- Excentricité des charges verticales pour le schéma de charge UIC 71 :**

L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en considération en limitant, pour tous les essieux, le rapport des charges de roues d'un même essieu à 1,25/1,00. L'excentricité qui en résulte apparait sur la figure V.4.

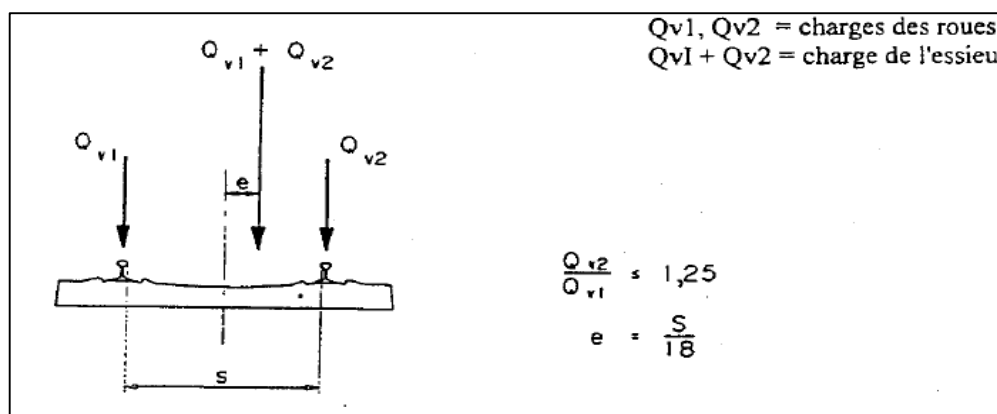


Figure V. 4.excentricité des charges verticales

**B. Modèle de charge SW/0 :**

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement. Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées conformément à la figure V.5.

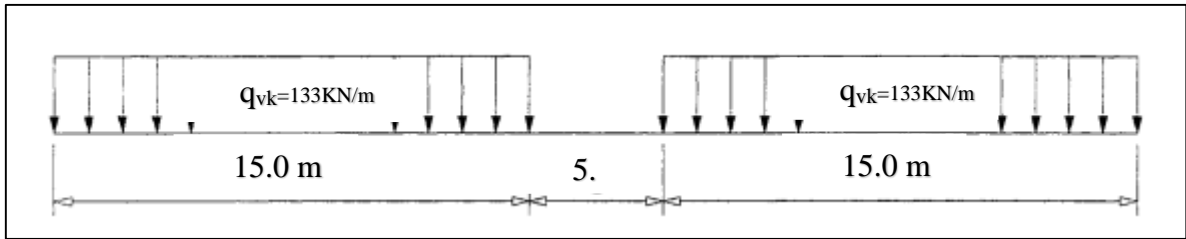


Figure V. 5. Modèle de charge SW/0.

### C. Modèle de charge SW/2 :

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd. Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit : conformément à la figure V.6.

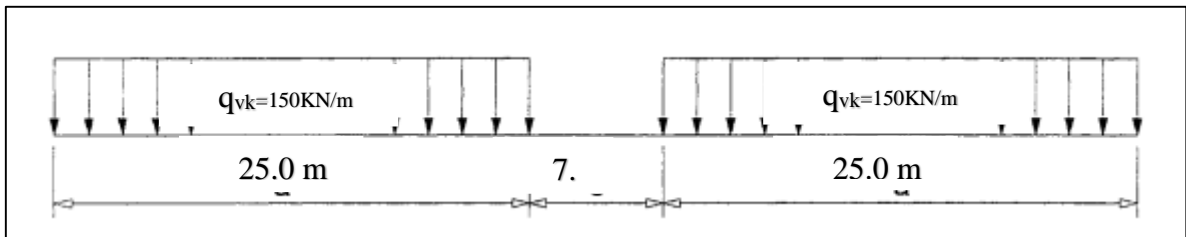


Figure V. 6. Modèle de charge SW/2.

### D. Modèle de charge train à vide :

Pour certaines vérifications spécifiques, un modèle de charge particulier, appelé "train à vide", est utilisé. Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12.5 KN/m applicable sur toute la longueur de l'ouvrage (voir la figure V.7).

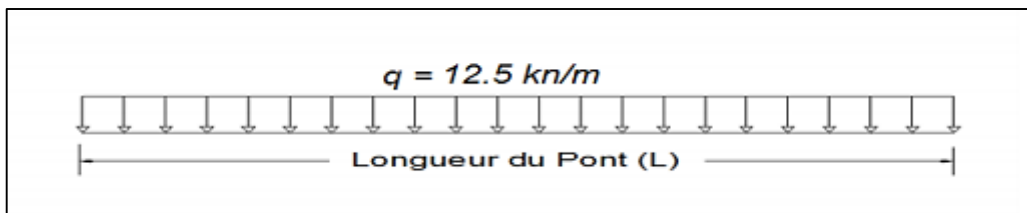


Figure V. 7. Modèle de charge train à vide

### ❖ Chargements verticaux fondamentaux :

Les chargements verticaux à prendre en compte sont :

- UIC71 + SW/0.
- SW/2.
- Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir compte de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

**NB** : UIC71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC71 et de SW/0.

### V.4.1.2. Effets dynamiques :

Les efforts et les déformations engendrés par les chargements dues au trafic ferroviaire sont majoré dynamiquement par des coefficients  $\Phi_2$  et  $\Phi_3$ .

#### V.4.1.2.1. Domaine d'application

Le coefficient dynamique s'applique seulement pour des vitesses  $V \leq [220]$  km/h et lorsque la flèche sous poids permanent est comprise dans les limites indiquées à la figure V.8.

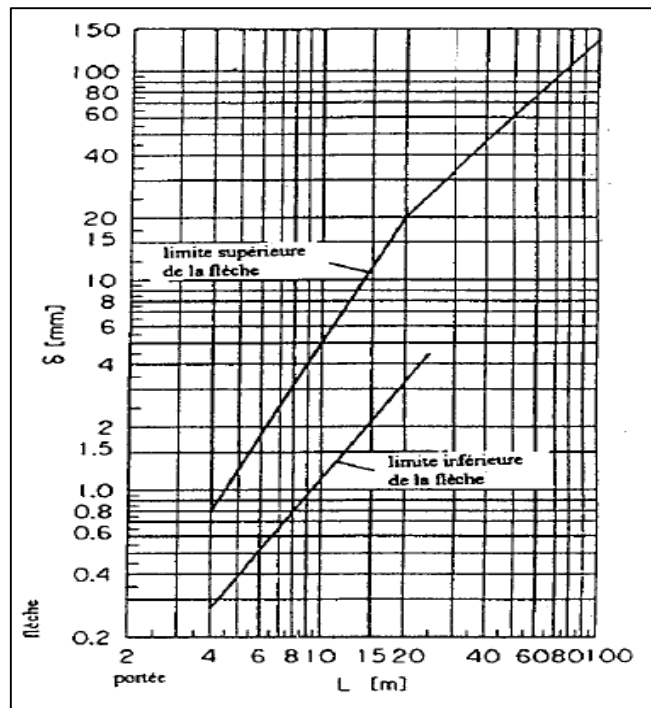


Figure V. 8.limite de la flèche sous poids permanent

- La limite supérieure de  $\delta_s$  est :  $\delta_s = 0.564 \times L^{1.184}$   
 Sachant que  $L$  (la longueur de la grand portée) = 45 m.  
 $\delta_s = 51.13 \text{ mm}$
- La limite inférieure de  $\delta_i$  est :  $\delta_s = 0.035 \times L^{1.5}$   
 Avec  $L > 25$ , donc pas de limite inférieure.  
 $\delta_i = 10.56 \text{ mm}$
- $\delta_0$  : la flèche à mi- portée résultante des actions permanentes [mm].  
 En utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis professional 2018, on obtiendra :  
 $\delta_0 = 44 \text{ mm}$

La flèche est donc vérifiée.

#### V.4.1.2.2. Définition du coefficient dynamique $\Phi$ :

Le coefficient dynamique  $\Phi$ , qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, doit être pris égal à  $\Phi_2$  ou à  $\Phi_3$ .

Généralement, le coefficient dynamique  $\Phi$  est pris égal à  $\Phi 2$  ou à  $\Phi 3$  en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, comme indiqué ci-après :

- Pour une voie soigneusement entretenue :  $\Phi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\Phi-0.2}} + 0.82$   
 Avec :  $1,00 < \Phi 2 < 1,67$

- Pour une voie normalement entretenue :  $\Phi 3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\Phi-0.2}} + 0.73$   
 Avec :  $1,00 \leq \Phi 3 \leq 2,00$

Avec  $L\Phi$ : la longueur caractéristique en m.

Dans notre cas, l'entretien de la voie est courant.

La longueur déterminante  $L\Phi$ , associée à  $\Phi$ , tirée du tableau 1.3 de livret 2.01, est :

$$L\Phi = 3 \times (\text{la portée la plus grande}) = 3 \times 45 = 135 \text{ m}$$

$$\Phi 3 = \frac{2.16}{\sqrt{135 - 0.2}} + 0.73 = 0.91$$

On prend  $\Phi 3 = 1$

#### IV.4.2. Les charges horizontales :

##### A. Effort de lacet :

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à 100 kN. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient dynamique  $\Phi$ .

##### B. Effort de freinage et de démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence  $L_{ab}$ .

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage ne doivent pas être multipliées par le coefficient dynamique  $\Phi$ .

Il convient, pour les modèles de charge 71 et SW/0, de multiplier les forces d'accélération et de freinage ci-dessus par le coefficient de minoration  $\alpha$ , Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

##### - Force de démarrage

$$Q_{lak} = 33(\text{kN/m}) \times L(\text{m}) \leq 1000 \text{ Kn} ; \quad \text{Pour les modèles UIC 71 et SW}$$

Avec,  $L = 111\text{m}$ , on a  $Q_{lak} = 3663 \text{ KN}$  ; on prend :  $Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$

- **Force de freinage**

$Q_{lb} = 20 \text{ KN/m} \times L \leq 6000 \text{ KN}$  ; pour les modèles UIC 71, SW0.

Avec,  $L = 111 \text{ m}$ , on a :  $Q_{lb} = 2220 \text{ KN}$

$Q_{lb} = 35 \text{ KN/m} \times L$  ; pour le modèle SW2.

Avec,  $L=111 \text{ m}$  on a :  $Q_{lb} = 3885 \text{ KN}$

D'où :  $L$  est la longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Pour le calcul des efforts de démarrage ainsi que le freinage à reprendre par la structure, il faut les multiplier par un coefficient de minoration  $\alpha$  défini au tableau 1.6 de livret 2.01.

- La force horizontale de démarrage pour les chargements (UIC 71, SW/0, SW/2) :

$$Q_{lak} = 100 \times 0.7 = 70 \text{ (t)}.$$

- La force horizontale de freinage pour les chargements (UIC 71, SW/0) :

$$Q_{lbk} = 222 \times 0.7 = 155.40 \text{ (t)}$$

- Pour le schéma de charge SW/2 :  $Q_{lbk} = 388.5 \times 0.7 = 272 \text{ (t)}$ .

**V.5. ACTIONS POUR LES PASSAGES DE SERVICE NON ACCESSIBLES AU PUBLIC :**

On prend en compte une charge uniformément répartie de  $5 \text{ KN/m}^2$  plus une charge ponctuelle de  $2 \text{ KN}$  supposée dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré. La charge ponctuelle est supposée appliquée sur une surface d'impact carrée de  $0.20 \times 0.20 \text{ m}$ .

**V.6. CHARGES ACCIDENTELLES (DERAILEMENT) :**

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle. Deux situations de projet sont à considérer :

**V.6.1. cas I :**

Déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurent dans la zone de voie sur le tablier du pont.

Il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'état limite ultime pour les charges équivalentes suivantes :

Deux charges linéaires d'intensité  $q_{A1d} = 50 \text{ KN/m}$ , disposées sur une longueur de  $6.40 \text{ m}$ , écartées de  $1.4 \text{ m}$  parallèles à la voie, se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieure d'une des zones large de  $1.5$  fois l'écartement des rails et s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie. Il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs.

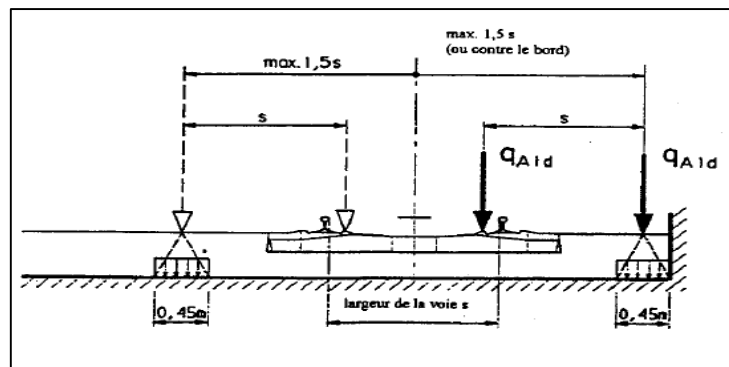


Figure V. 9. Charge équivalente  $q_{A1d}$

**V.6.2. cas II :**

Déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurent dans la zone de voie sans tomber du pont, mais restant en équilibre sur un bord.

Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme une charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité  $q_{A2d} = 80$  KN/m, disposée sur une longueur totale de 20 m et située transversalement soit à une distance maximale 1.5 fois l'écartement des rails, soit sur le bord de la structure concernée.

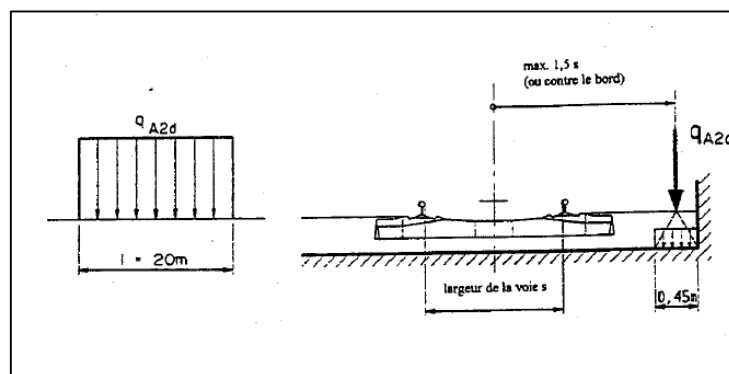


Figure V. 10. Cas 2 – charge équivalente  $q_{A2d}$

**V.7. CHARGES DUES AUX ACTIONS CLIMATIQUES :**

**V.7.1. Effet de la température :**

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de  $\pm 35^\circ\text{C}$  autour de la température d'origine prise égale à  $10^\circ\text{C}$  sauf spécification contraire du CPS.

**V.7.2. Effet du vent :**

- **Vent compatible avec les circulations :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute la surface frappée, normalement, d'une pression de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles, le cas échéant, on envisage le cas du train à vide précédemment défini.

Un tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièce de contreventement ou poutres principales.

- **Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage :**

Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à 2 kN/m<sup>2</sup>.

### V.8. ACTIONS SISMIQUES :

Nous nous référons aux règles énoncées dans le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (RPOA).

### V.9. LES COMBINAISONS D'ACTIONS :

➤ **ELS :**

Tableau V. 7. Evaluation des combinaisons a l'ELS

Combinaison ELS (situation durable ou sismique)	Actions permanentes	Action variable Q <sub>d</sub>	
		De base	Accompagnement
Caractéristique (rares)	G <sub>k</sub> (P <sub>k</sub> )	Q <sub>k1</sub>	Ψ <sub>0i</sub> Q <sub>ki</sub>
Fréquente	G <sub>k</sub> (P <sub>k</sub> )	Ψ <sub>11</sub> Q <sub>k1</sub>	Ψ <sub>2i</sub> Q <sub>ki</sub>
Quasi-permanentes	G <sub>k</sub> (P <sub>k</sub> )	Ψ <sub>21</sub> Q <sub>k1</sub>	Ψ <sub>2i</sub> Q <sub>ki</sub>

➤ **ELU :**

Tableau V. 8. Evaluation des combinaisons a l'ELU

Combinaison ELU Situation de dimensionnement	Actions permanentes G <sub>d</sub>	Action variable Q <sub>d</sub>		Action accidentelles et sismiques
		De base	Accompagnement	
Durable et transitoire	γ <sub>G</sub> G <sub>k</sub> (γ <sub>P</sub> P <sub>k</sub> )	γ <sub>Q1</sub> Q <sub>k1</sub>	γ <sub>Qi</sub> Ψ <sub>0i</sub> Q <sub>ki</sub>	Ad
Accidentelle	γ <sub>GA</sub> G <sub>k</sub> (γ <sub>PA</sub> P <sub>k</sub> )	Ψ <sub>11</sub> Q <sub>k1</sub>	Ψ <sub>2i</sub> Q <sub>ki</sub>	
Sismique	G <sub>k</sub> (P <sub>k</sub> )	Ψ <sub>Si</sub> Q <sub>ki</sub> (1)	Ψ <sub>si</sub> Q <sub>ki</sub> (1)	

(1) Pas de distinction entre action de base et action d'accompagnement pour les actions variables en situation sismique.

Selon l'article 1.7 du livret 2.01, l'ensemble des combinaisons se trouve dans l'ANNEXE B

### V.10. GROUPE DE CHARGES :

Les actions de circulation ferroviaire sont des actions composées, qui sont des assemblages de ces actions élémentaires pour une voie comme pour plusieurs voies, ces actions composées, appelées groupes de charges, tiennent compte en effet d'une simultanée des diverses charges élémentaires sur une voie, et d'une simultanée de chargement de plusieurs voies.

Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Ces groupes sont décrits ci-dessous :

Tableau V. 9.groupe de charge

		UIC 71 +SW/0 (5)	SW/2 (5)	Train à vide (6)	Freinage Démarrage (2)	Force centrifuge (2)	Lacet	
<b>1 voie</b>	<b>1</b>	1	0	0	1	0.5	0	
	<b>2</b>	1	0	0	0.5	1	0	
	<b>3 (1)</b>	1	0	0	1	0.5	1(1)	
	<b>4</b>	0	1	0	1	0.5	0	
	<b>5</b>	0	0	1	0	1	0	
<b>2 voies</b>	<b>11</b>	<b>V1</b>	1	0	0	1(3)	0.5	0
		<b>V2</b>	1	0	0	1	0.5	0
	<b>12</b>	<b>V1</b>	1	0	0	0.5(3)	1	0
		<b>V2</b>	1	0	0	0.5	1	0
	<b>13 (1)</b>	<b>V1</b>	1	0	0	1(3)	0.5	1(1)
		<b>V2</b>	1	0	0	1	0.5	1
	<b>14</b>	<b>V1</b>	1	0	0	0.75(3)	0.5	0
		<b>V2</b>	0	1	0	0.75	0.5	0

- (1) les groupes 3 et 13 ne concernent que les pièces courtes de pont non ballastés (longerons).
- (2) l'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
- (3) si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y'a lieux de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage et de démarrage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.
- (5) compte tenu du coefficient dynamique  $\Phi$ .
- (6) le coefficient dynamique est pris égal à 1.

### V.11. CONCLUSION :

La définition des combinaisons et l'identification des charges permanentes et des charges d'exploitations susceptibles de solliciter notre ouvrage est une étape primordiale dans le dimensionnement d'un ouvrage. Cette étape nous permettra de déterminer la situation la plus défavorable pour laquelle nous allons vérifier les différents éléments structuraux de notre ouvrage.

**CHAPITRE VI :**

**CALCUL DES EFFORTS  
LONGITUDINAUX**

## CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

### VI.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les efforts longitudinaux dans les positions les plus défavorables, puis nous procédons au calcul de la répartition transversale de ces efforts sur les deux poutres par la méthode de GUYON MASSONET afin de trouver la part de chaque poutre et avoir les efforts qui les sollicitent. À la fin, nous procédons à la comparaison des résultats obtenus manuellement aux résultats numériques obtenus du logiciel ROBOT.

### VI.2. CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX :

#### VI.2.1. Travée de rive (33m) :

##### VI.2.1.1. Charge permanente :

- Poids du tablier par ml :  $g = 29.17 \text{ t/ml}$
- Poids total du tablier :  $G_{tot} = 933.56 \text{ t}$
- Réactions dues au poids propre du tablier :  $R = \frac{G_{tot}}{2} = 466.78 \text{ t}$
- Moment fléchissant maximum dû au poids propre du tablier à  $x = L/2$  :  

$$M_{max} = \frac{g \cdot x \cdot L^2}{8} = 3733.76 \text{ t.m}$$
- L'effort tranchant à  $x = L/4$  :  

$$T = \frac{g \cdot L}{4} = 233.36 \text{ t}$$

##### VI.2.1.2. Surcharge d'exploitation :

Le tableau VI.1 donne les moments et les efforts tranchants maximums. (Les configurations qui donnent ces moments et efforts tranchants sont disponibles dans l'ANNEXE C

Tableau VI. 1.moments et efforts tranchants des surcharges pour la travée de rive

Charge	M max (KN.m)	Tmax a x = 0m (KN)	Tmax a x = L/4 (KN)
UIC71	13 779.20	1546.20	1046.10
SW0	12 992.81	1811.90	1057.12
SW2	18 281.25	2285.16	1350.00
Train à vide	1 600.00	200.00	100.00
Surcharge trottoir	1 088.00	136.00	68.00

##### VI.2.1.3. Tableaux récapitulatifs des moments et des efforts tranchants :

Le Tableau VI.2 récapitule les efforts et les moments et efforts tranchant appliqués à chaque poutre.

Tableau VI. 2.Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants pour la travée de rive

Charges	Voie	Coef dyn $\Phi$	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				X = 0	X = 0.25 L
G		1	9 334.40	1 166.8	583.4
UIC 71	1 voie		3 444.80	386.55	261.52
	2 voies		6 889.60	773.1	523.05

SW0	1 voie		3 248.20	452.97	264.28
	2 voies		6 496.40	905.94	528.56
SW2	1 voie		4 570.31	571.29	337.50
Train à vide	1 voie		400	50	25
Surcharge trottoir	/		272	34	17

**VI.2.2. Travée intermédiaire (45m) :**

**VI.2.1.1. Charge permanente :**

- Poids du tablier par ml :  $g = 305.44 \text{ KN/ml}$
- Poids total du tablier :  $G_{tot} = 13\,744.95 \text{ KN}$
- Réactions dues au poids propre du tablier :  $R = \frac{G_{tot}}{2} = 6872.476 \text{ KN}$
- Moment fléchissant maximum dû au poids propre du tablier (à mi travée) :  
 $M_{max} = \frac{gxL^2}{8} = 73\,917.29 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant à  $x = 0$  :  $T = 6\,872.4 \text{ KN}$
- L'effort tranchant à  $x = L/4$  :  $T = \frac{gL}{4} = 3436.2 \text{ KN}$

**VI.2.1.2. Surcharge d'exploitation :**

Le Tableau VI.3 donne les moments et les efforts tranchants maximums. (Les configurations qui donnent ces moments et efforts tranchants sont disponibles dans l'ANNEXE C

Tableau VI. 3. Moments et efforts tranchants des surcharges pour la travée de rive

Charges	Moment max (KN.m)	T max à $x = 0 \text{ m}$ (KN)	T max à $x = 0.25 \text{ L}$ (KN)
UIC71	24 363,20	2 285,96	1 028,62
SW0	23 640,75	2 389,47	2 284,14
SW2	29 766,00	2 930,11	2 151,14
Train à vide	3 025,00	281.25	140.63
Surcharge trottoir	1 028,55	164,56	93.13

**VI.2.1.3. Tableaux récapitulatifs des moments et des efforts tranchants :**

Le Tableau VI.4 récapitule les efforts et les moments appliqués à chaque poutre.

Tableau VI. 4. Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants pour la travée intermédiaire

Charge	Coef. dyn $\Phi$	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
			$X = 0$	$X = 0.25 \text{ L}$
G	1	18 479,323	1 718.1	859.05
UIC 71		6 090,8	571,49	257,15
SW0		5 910,1875	597,37	571,03
SW2		7 441,5008	732,53	537,78
Train à vide		756,25	70,31	35,16
Surcharge trottoir		257,1375	48,31	24,03

**VI.3. METHODE ANALYTIQUE « GUYON-MASSONET » :**

Pour la détermination des sollicitations dues aux charges d’exploitation, nous allons procéder au calcul manuel. Pour cela, nous devons choisir la méthode de calcul qui permet de décrire au mieux le comportement réel de notre ouvrage.

Pour le calcul de la répartition transversale des efforts, on utilise la méthode de GUYON-MASSONET qui est une méthode classique, simple et la plus utilisée. Elle est basée sur l’hypothèse suivante :

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope qui a les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion.

**VI.3.1. Détermination des paramètres du calcul :**

Deux (2) paramètres principaux à calculer. Pour notre cas, les deux travées de rive et la travée intermédiaire ne sont pas identiques, ce qui nous mène à calculer les paramètres de chaque travée séparément.

**VI.3.1.1. Le paramètre de torsion :**

L’effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion  $\alpha$  dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$$

Avec :

- $\gamma_P$  : rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .
- $\gamma_E$  : rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur.
- $\rho_P$  : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- $\rho_E$  : rigidité flexionnelle de l’entretoise par unité de longueur.

Le calcul détaillé de ces paramètres est disponible dans l’ANNEXE C

**Tableau VI. 5. Calcul de paramètre de torsion  $\alpha$**

	<b>Travée de rive</b>	<b>Travée intermédiaire</b>
$\gamma_P$	42.078	53,71486615
$\gamma_E$	0.0046	0,016149927
$\rho_P$	3731.467	12734,83467
$\rho_E$	7.589	30,21375
<b>Paramètre de torsion <math>\alpha</math></b>	0.125	0,0433

**VI.3.1.2. Le paramètre d’entretoisement :**

Le paramètre  $\Theta$  paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion, il détermine la souplesse de l’entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l’entretoisement :

$$\vartheta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

- b : la demi largeur active =  $\frac{1}{2}$  \* (nombre de poutre) \*(l'entraxe des poutres).
- L : la portée du pont.
- $\rho_P$  : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- $\rho_E$  : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

Tableau VI. 6. Calcul de paramètre d'entretoisement  $\Theta$

	Travée de rive	Travée intermédiaire
<b>b</b>	5	5
<b>L</b>	32	44
<b><math>\rho_P</math></b>	3731.467	12734,83467
<b><math>\rho_E</math></b>	7.589	30,21375
<b>Paramètre d'entretoisement <math>\Theta</math></b>	0.735	0,514

### VI.3.2. Position des poutres :

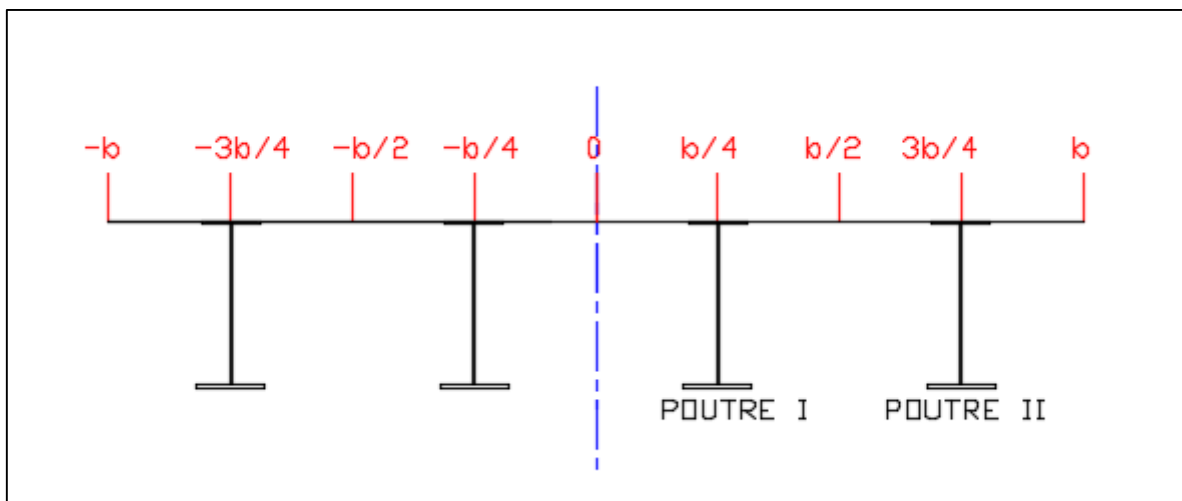


Figure VI. 1. Positions des poutres

Tableau VI. 7. Position des poutres

Poutre	I	II
Position (m)	1.25	3.75
Position par rapport à b	(1/4) b	(3/4) b

### VI.3.3. Calcul du coefficient de répartition transversale du moment fléchissant :

Le coefficient de répartition K dépend de :

- la valeur du paramètre d'entretoisement  $\theta$ ;
- la valeur du paramètre de torsion ;
- l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire ;
- l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour un calcul rigoureux du coefficient de répartition transversale  $K$ , on a  $0 < \alpha < 1$  et  $0.3 \leq \theta \leq 1$ , la formule de  $K$  est :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^\beta$$

Avec :

$$\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}$$

➤ Pour la travée de rive :  $\beta = 0.63$

Après interpolation entre les valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  pour  $\theta = 0.7$  et  $\theta = 0.75$ , et une interpolation entre les  $y$ , on obtient le tracé des lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour chaque poutre.

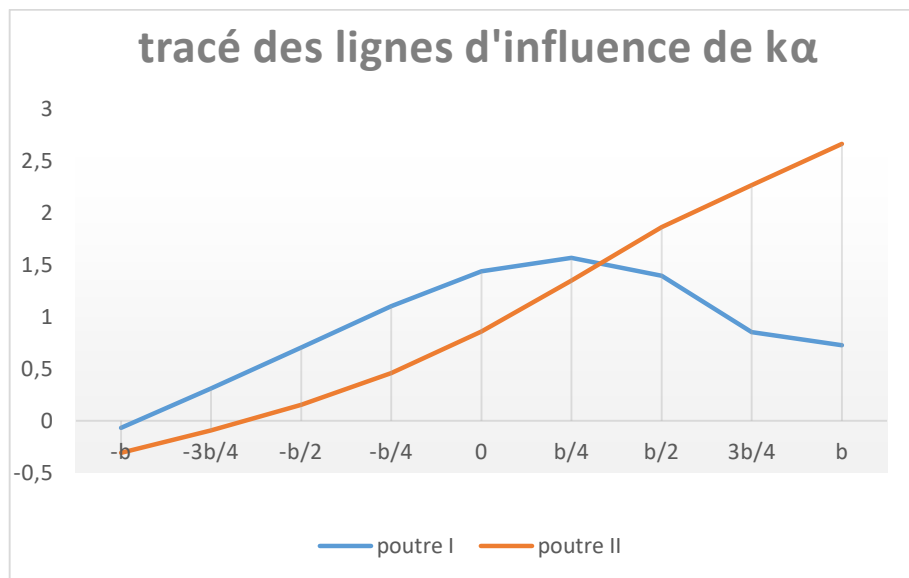


Figure VI. 2. Tracé des lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour la travée de rive

➤ Pour la travée intermédiaire :  $\beta = 0.49$

Après interpolation entre les valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  pour  $\theta = 0.5$  et  $\theta = 0.55$ , et une interpolation entre les  $y$ , on obtient le tracé des lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour chaque poutre.

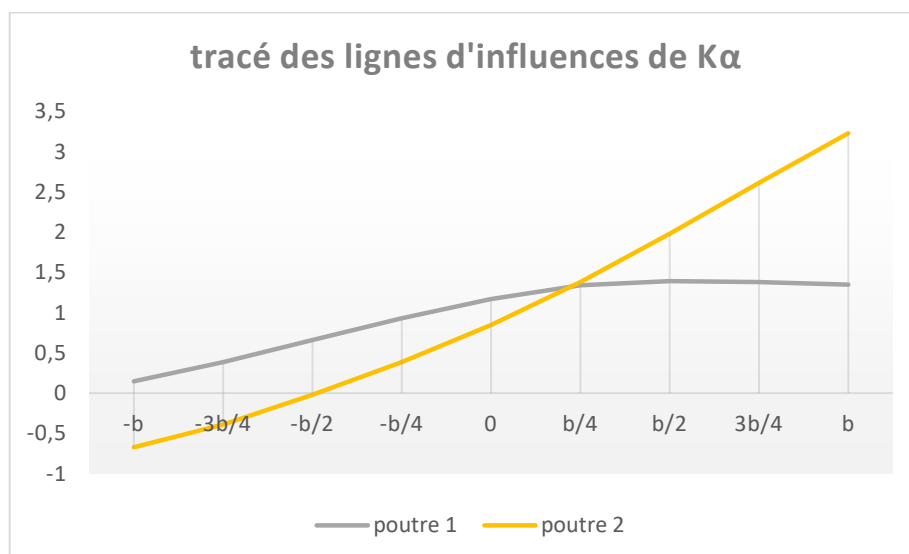


Figure VI. 3. Tracé des lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour la travée intermédiaire

**VI.3.3.1. Détermination de  $K_{amoy}$  pour chaque type de chargement :**

Les charges ferroviaires déjà présentées sont appliquées sur la surface supérieure des rails, mais nous avons une couche du ballaste de 70.5 cm d'épaisseur en plus des traverses. Ce système (traverses + ballaste) va assurer une certaine diffusion des charges avant d'arrivée à la dalle. Ce qui nous donne une largeur sur laquelle les charges seront applicables.

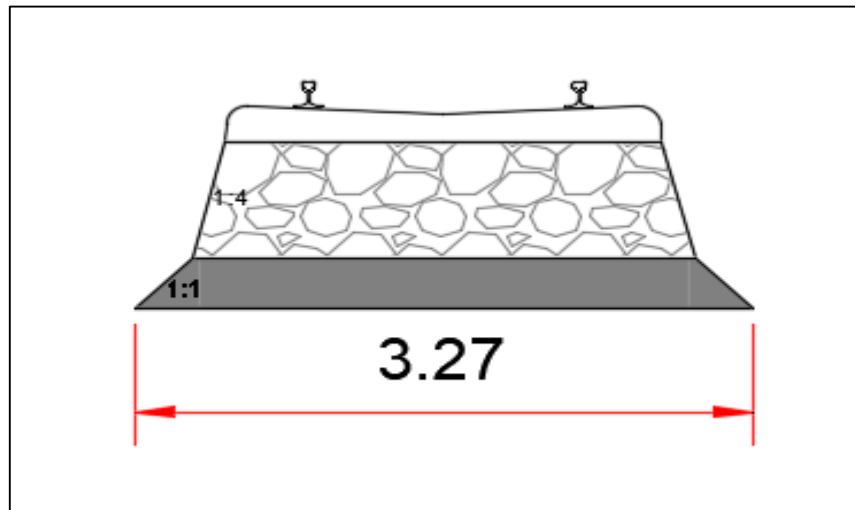


Figure VI. 4.diffusion des surcharges ferroviaires

**NB :** les surfaces et les distances des modèles de charge UIC71, SW/0, SW/2 et train à vide sont calculés en utilisant le logiciel AUTOCAD.

**Travée de rive :**

- La voie 1 chargée :

Tableau VI. 8.Kamoy pour la voie 1 chargée (travée de rive)

Poutre	Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur chargée (m)	$K\alpha$
PI	4.3546	3.271	1.331
PII	5.5491	3.271	1.696

- La voie 2 chargée :

Tableau VI. 9. Kamoy pour la voie 2 chargée (travée de rive)

Poutre	Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur chargée (m)	$K\alpha$
PI	2.6554	3.271	0.811
PII	0.7936	3.271	0.242

- Les deux voies chargées :

Tableau VI. 10. Kamoy pour les deux voies chargées (travée de rive)

Poutre	$K\alpha$ moy
PI	1.074
PII	0.969

**Travée intermédiaire :**

- La voie 1 chargée (droite) :

**Tableau VI. 11. Kamoy pour la voie 1 chargée (travée intermédiaire)**

<b>Poutre</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Largeur chargée (m)</b>	<b>K<math>\alpha</math></b>
<b>PI</b>	4,4413	3.271	1,358
<b>PII</b>	6,07055	3.271	1.915

- La voie 2 chargée (gauche) :

**Tableau VI. 12. Kamoy pour la voie 2 chargée (travée intermédiaire)**

<b>Poutre</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Largeur chargée (m)</b>	<b>K<math>\alpha</math></b>
<b>PI</b>	2,3244	3.271	0,711
<b>PII</b>	0,37723	3.271	0,119

- Les deux voies chargées :

**Tableau VI. 13. Kamoy pour les deux voies chargées (travée intermédiaire)**

<b>Poutre</b>	<b>K<math>\alpha</math> moy</b>
<b>PI</b>	1,034
<b>PII</b>	1.017

**VI.3.3.2. Les efforts repris par chaque poutre :**

**Travée de rive :**

**Tableau VI. 14. Les efforts des surcharges repris par chaque poutre pour la travée de rive**

<b>Charge</b>	<b>Voie</b>	<b>M calcul manuel (KN.M)</b>	<b>Poutre I</b>		<b>Poutre II</b>	
			<b>K<math>\alpha</math></b>	<b>M' (KN.M)</b>	<b>K<math>\alpha</math></b>	<b>M' (KN.M)</b>
UIC 71	voie1	3 444.80	1.331	4 585.02	1.696	5 842.38
	voie2		0.811	2 793.73	0.242	833.64
Sw0	voie1	3 248.20	1.331	4 323.35	1.696	5 508.94
	voie2		0.811	2 634.29	0.242	786.06
Sw2	voie1	4 570.31	1.331	6 083.08	1.696	7 751.24
	voie2		0.811	3 706.52	0.242	1106.01
Train à vide	voie1	400	1.331	532.4	1.696	678.4
	voie2		0.811	324.4	0.242	96.8

**Travée intermédiaire :**

Tableau VI. 15. Les efforts des surcharges repris par chaque poutre pour la travée intermédiaire

Charge	Voie	M calcul manuel (KN.M)	Poutre I		Poutre II	
			K $\alpha$	M' (KN.M)	K $\alpha$	M' (KN.M)
UIC 71	voie1	6090,8	1,358	8271,306	1,915	11663,882
	voie2		0,711	4330,559	0,119	724,8052
Sw0	voie1	9323,5837	1,358	8026,035	1,915	11318,0091
	voie2		0,711	4202,143	0,119	703,312313
Sw2	voie1	7382,8125	1,358	10105,56	1,915	14250,474
	voie2		0,711	5290,907	0,119	885,538595
Train à vide	voie1	756,25	1,358	1026,988	1,915	1448,21875
	voie2		0,711	537,6938	0,119	89,99375

**VI. 3.3.2. Les combinaisons d'actions :**

**Travée de rive :**

1. Poutre 1 :

Tableau VI. 16. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 1 (travée de rive)

Les groupes Moment Max (KN.M)						
Gr11/12/13	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	4 585.02	7 219.31	7 219.31
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/0	2 634.29		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/0	4 323.35	7 117.08	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	2 793.73		
Gr14	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	4 585.02	8 291.54	8 876.81
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/2	3 706.52		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/2	6 083.08	8 876.81	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	2 793.73		

Tableau VI. 17. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 1(travée de rive)

Combinaisons Mmax (KN.m)				
ELU	1.35 G + 1.45 Gr11+1.2GTROT		22 641.45	24 157.15
	1.35 G + 1.35 Gr14+1.2Gtrot		24 157.15	
ELS	G + Gr11+0.8GTROT		16 212.51	18 269.37
	G + Gr14+0.8GTROT		17 870.01	

2. Poutre 2 :

**Tableau VI. 18. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 2 (travée de rive)**

<b>Les groupes Moment Max (KN.M)</b>						
Gr11/12/13	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	5 842.38	6628.44	6628.44
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/0	786.06		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/0	5 508.94	6342.58	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	833.64		
Gr14	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	5 842.38	6948.39	8584.88
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/2	1 106.01		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/2	7 751.24	8584.88	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	833.64		

**Tableau VI. 19. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 2 (travée de rive)**

<b>Combinaisons Mmax (KN.m)</b>				
ELU	1.35 G + 1.45 Gr11+1.2GTROT		23 288.05	25 266.40
	1.35 G + 1.35 Gr14+1.2Gtrot		25 266.40	
ELS	G + Gr11+0.8GTROT		16 735.24	18 691.68
	G + Gr14+0.8GTROT		18 691.68	

D'après les résultats obtenus, on constate que la poutre 2, celle de rive, est la plus sollicitée.

**Travée intermédiaire :**

1. Poutre 1 :

**Tableau VI. 20. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 1 (travée intermédiaire)**

<b>Les groupes Moment Max (KN.M)</b>						
Gr11/12/13	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	8271,3064	12473,45	12473,44971
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/0	4202,14331		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/0	8026,03463	12356,593	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	4330,5588		
Gr14	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	8271,3064	13562,213	14436,11689
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/2	5290,90707		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/2	10105,5581	14436,117	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	4330,5588		

**Tableau VI. 21. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 1(travée intermédiaire)**

<b>Combinaisons Mmax (KN.m)</b>				
ELU	1.35 G + 1.45 Gr11 + 1.2GTROT		43 342,15	46 188,02
	1.35 G + 1.35 Gr14 + 1.2Gtrot		46 188,02	
	1.35 G +1.16 Gr11 + 1.2 GTROT		39 724,85	
ELS	G + Gr11 + 0.8 GTROT		31 158,48	33 121,15
	G + Gr14 + 0.8 GTROT		33 121,15	

2. Poutre 2 :

**Tableau VI. 22. Valeurs des moments des groupes de charge de la poutre 2 (travée intermédiaire)**

<b>Les groupes Moment Max (KN.M)</b>						
Gr11/12/13	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	11663,882	12367,19	12367,19431
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/0	703,312313		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/0	11318,0091	12042,81	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	724,8052		
Gr14	Cas1	1 <sup>er</sup> voie	UIC 71	11663,882	12549,42	14975,27923
		2 <sup>eme</sup> voie	SW/2	885,538595		
	Cas2	1 <sup>er</sup> voie	SW/2	14250,474	14975,28	
		2 <sup>eme</sup> voie	UIC 71	724,8052		

**Tableau VI. 23. Valeurs des moments max des combinaisons d'action de la poutre 2(travée intermédiaire)**

<b>Combinaisons Mmax (KN.m)</b>				
ELU	1.35 G + 1.45 Gr11+1.2GTROT		43 188,08	46 969,81
	1.35 G + 1.35 Gr14+1.2Gtrot		46 969,81	
	1.35 G +1.16 Gr11+1.2 GTROT		39 601,60	
ELS	G + Gr11+0.8GTROT		31 052,23	33 660,31
	G + Gr14+0.8GTROT		33 660,31	

D'après les résultats obtenus, on constate que la poutre 2 est la plus sollicitée.

**VI.4 MODELISATION NUMERIQUE «LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018 » :**

Le projet est modélisé avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018. C'est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux Ouvrages de génie civil, permettant le calcul des efforts internes dans une structure, en utilisant le principe des éléments finis.

Le pont, dont nous disposons, est un ouvrage isostatique composé de deux travées de rive et une travée intermédiaire, l'étude du tablier va donc se faire sur deux travées séparément.

La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont présentées dans le tableau VI.24

**Tableau VI. 24. Les étapes de la modélisation du tablier sur le logiciel ROBOT**

<b>Etapes</b>	<b>Description</b>
01 : Définition de la structure	Les poutres sont modélisées en éléments barres la dalle en élément panneau à 4 nœuds.
02 : Définition des sections de l'ouvrage	Les sections sont détaillées dans le chapitre III.
03 : Définition des matériaux utilisés.	Les matériaux utilisés sont détaillés dans le chapitre IV.
04 : Définition des conditions d'appuis.	Chaque travée est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.
05 : Définition des cas de charges et des combinaisons d'actions	Les charges, les surcharges et les combinaisons de charges sont définies dans le chapitre V.

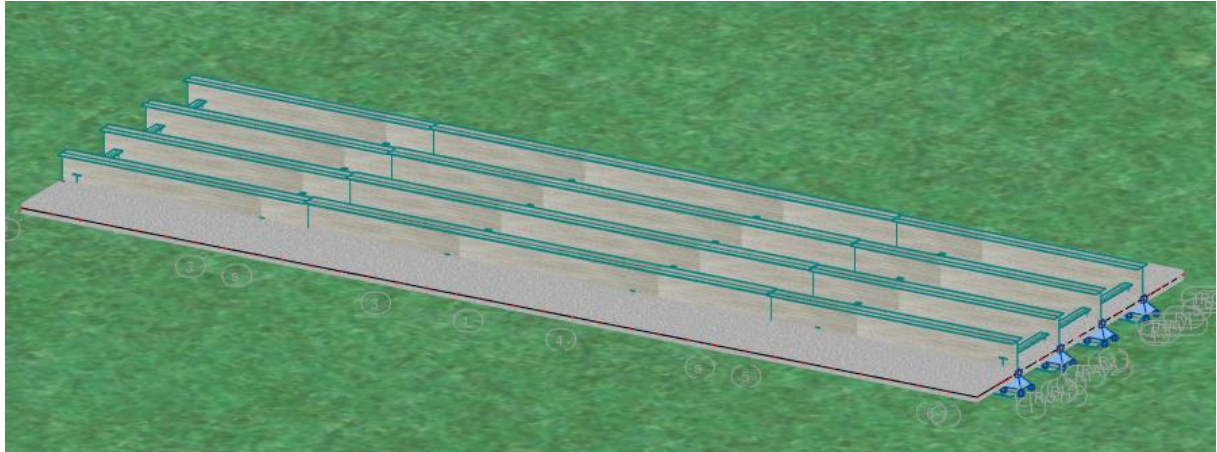


Figure VI. 5. Modélisation de tablier avec logiciel ROBOT

**VI.4.1. Resultats de la modélisation :**

Les résultats obtenus par le logiciel Robot sont donnés dans les tableaux VI.25, VI.26 Et VI.27, qui représentent les Moments de flexion et les efforts tranchants.

➤ Pour la travée de rive :

**Tableau VI. 25. Valeurs du moment de flexion max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée de rive**

		<b>Poutre de rive</b>	<b>Poutre intermédiaire</b>
$M_{sup}$		9873.38	9617.80
UIC71	$M_{UIC71.1}$	5913.87	4464.21
	$M_{UIC71.2}$	1094.06	2685.09
SW/0	$M_{SW0.1}$	5589.98	4203.93
	$M_{SW0.2}$	1093.74	2551.23
SW/2	$M_{SW2.1}$	7811.78	5807.48
	$M_{SW2.2}$	1485.69	3609.89
Surcharge trottoir		309.56	263.79

**Tableau VI. 26. Valeurs de l'effort tranchant max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée de rive**

		<b>Poutre de rive</b>	<b>Poutre intermédiaire</b>
$V_{sup}$		1297.93	1062.14
UIC71	$V_{UIC71.1}$	764.51	528.14
	$V_{UIC71.2}$	116.62	373.43
SW/0	$V_{SW0.1}$	833.72	556.28
	$V_{SW0.2}$	113.25	417.62
SW/2	$V_{SW2.1}$	1124.16/1077.18	712.48
	$V_{SW2.2}$	157.39	539.14
Surcharge trottoir		58.44	24.22

- Combinaison de charge : Le tableau VI.27 résume les combinaisons des moments.

ELU fondamentale (résistance)

- Comb1 :  $ELU1 = 1.35 (G + G_{CCP}) + 1.45 (UIC71 + SW0) + 1.5 \times 0.8 Q_{trot}$
- Comb2 :  $ELU2 = 1.35 (G + G_{CCP}) + 1.35 (UIC71 + SW2) + 1.5 \times 0.8 Q_{trot}$

ELS caractéristique

- Comb3 :  $ELS1 = G + G_{CCP} + UIC71 + SW0 + 0.8 Q_{trot}$
- Comb4 :  $ELS2 = G + G_{CCP} + UIC71 + SW2 + 0.8 Q_{trot}$

Tableau VI. 27. Les combinaisons des moments avec logiciel robot pour la travée de rive

Poutre	De rive (II)	Intermédiaire (I)
$M_{ELU1}$	23 861.59	23 445.95
$M_{ELU2}$	25 721.63	24 763.67
$M_{ELS1}$	17 128.65	16 825.64
$M_{ELS2}$	19 025.54	18 320.01

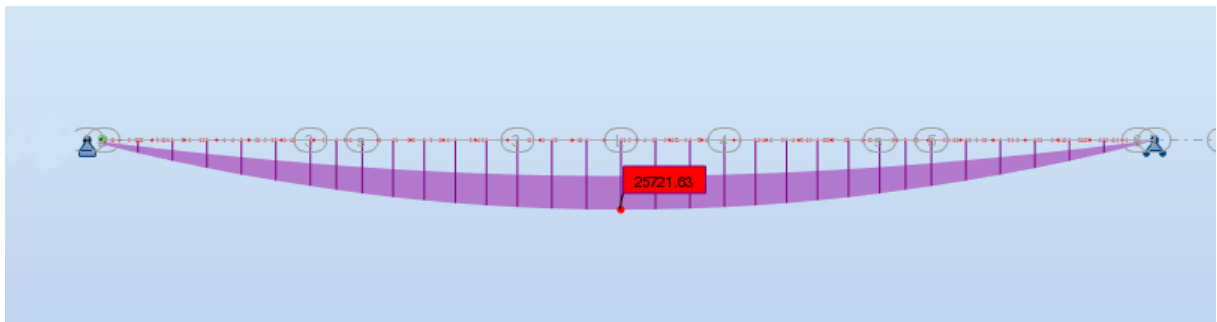


Figure VI. 6. L'enveloppe du moment de flexion max à ELU2 (travée de rive)

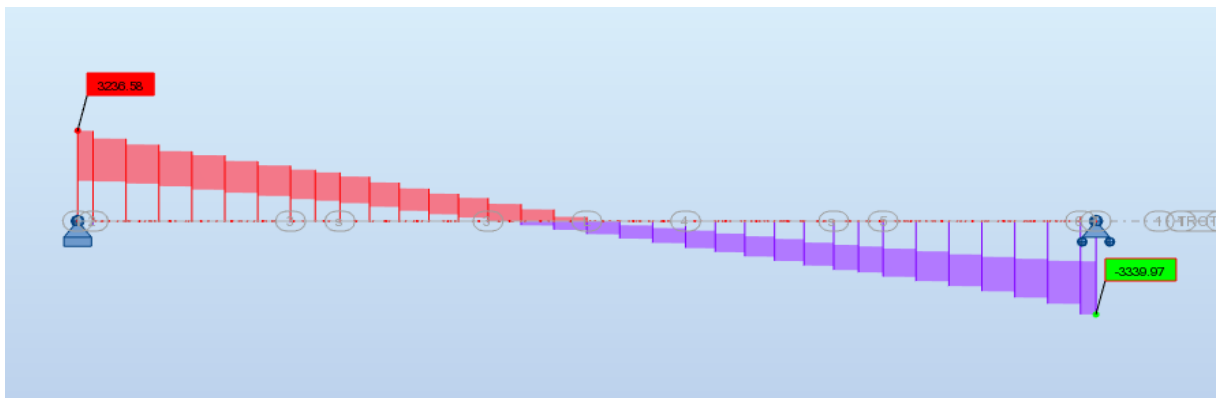


Figure VI. 7. L'enveloppe de l'effort tranchant max à ELU2 (travée de rive)

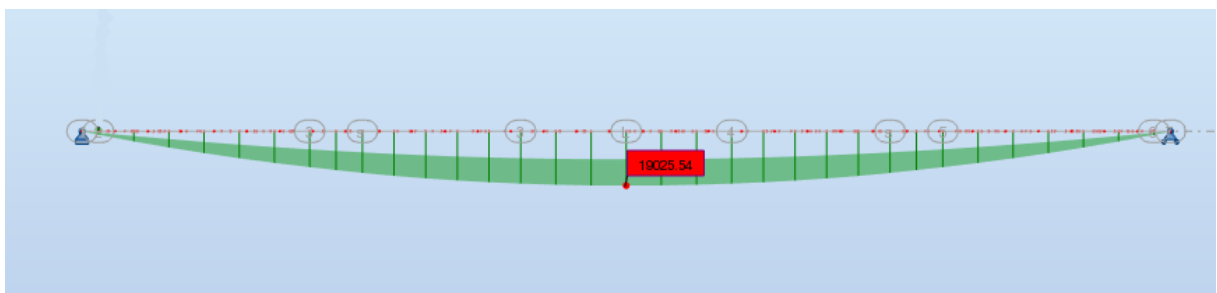


Figure VI. 8. L'enveloppe du moment de flexion max à ELS2 (travée de rive)

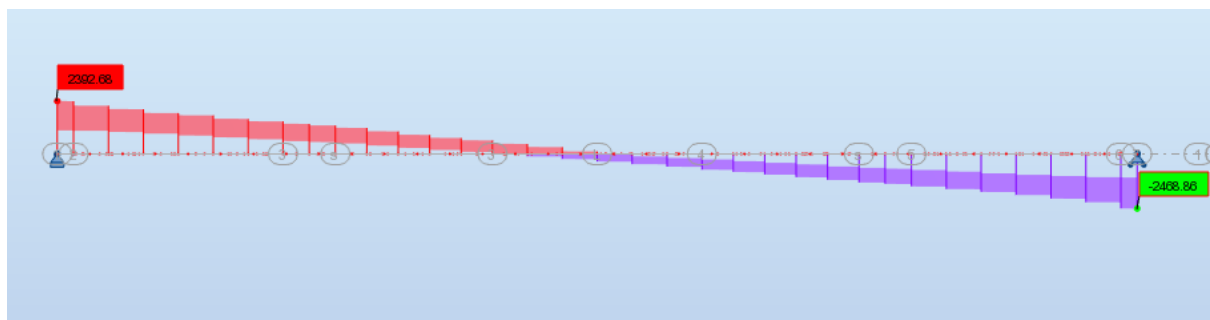


Figure VI. 9. L'enveloppe de l'effort tranchant max à ELS2 (travée de rive)

➤ Pour la travée intermédiaire :

Tableau VI. 28. Valeurs du moment de flexion max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée intermédiaire

		Poutre de rive (II)	Poutre intermédiaire (I)
$M_{sup}$		19612.27	19333.85
UIC71	$M_{UIC71.1}$	11270.06	8153.79
	$M_{UIC71.2}$	1192.48	4536.67
SW/0	$M_{SW0.1}$	11016.94	7832.65
	$M_{SW0.2}$	1284.11	4609.32
SW/2	$M_{SW2.1}$	13908.68	9976.86
	$M_{SW2.2}$	1499.81	5652.78
Surcharge trottoir		564.16	511.11

Tableau VI. 29. Valeurs de l'effort tranchant max aux poutres mixtes avec logiciel robot pour la travée intermédiaire.

		Poutre de rive	Poutre intermédiaire
$V_{sup}$		1831.97	1581.75
UIC71	$V_{UIC71.1}$	1007.28	720.59
	$V_{UIC71.2}$	94.45	456.93
SW/0	$V_{SW0.1}$	1182.73	800.96
	$V_{SW0.2}$	96.98	515.85
SW/2	$V_{SW2.1}$	1457.06	975.81
	$V_{SW2.2}$	118.57	626.58
Surcharge trottoir		73.78	35.41

- Combinaison de charge : Le tableau VI.30 résume les combinaisons des moments.

Tableau VI. 30. Les combinaisons des moments avec logiciel robot pour la travée intermédiaire

Poutre	De rive (II)	Intermédiaire (I)
$M_{ELU1}$	44390.75	45219.71
$M_{ELU2}$	45356.40	45313.48
$M_{ELS1}$	32617.28	32505.27
$M_{ELS2}$	32831.79	33520.11

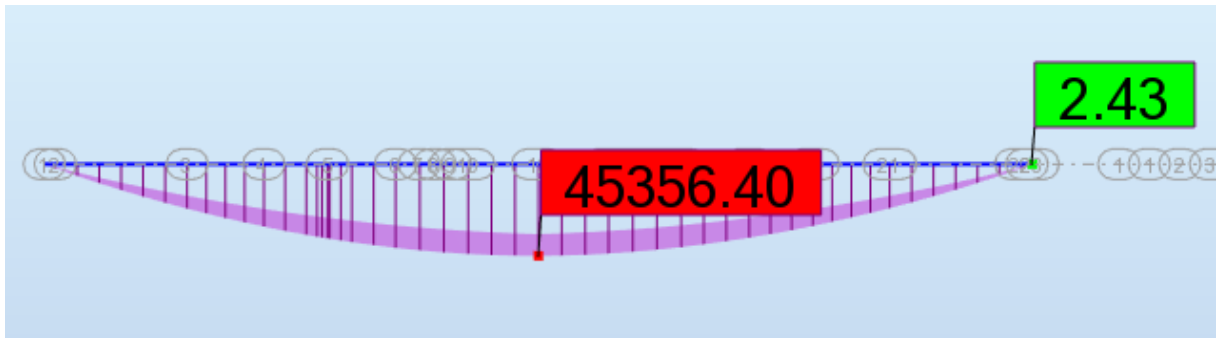


Figure VI. 10. L'enveloppe du moment de flexion max à ELU2 (travée intermédiaire)

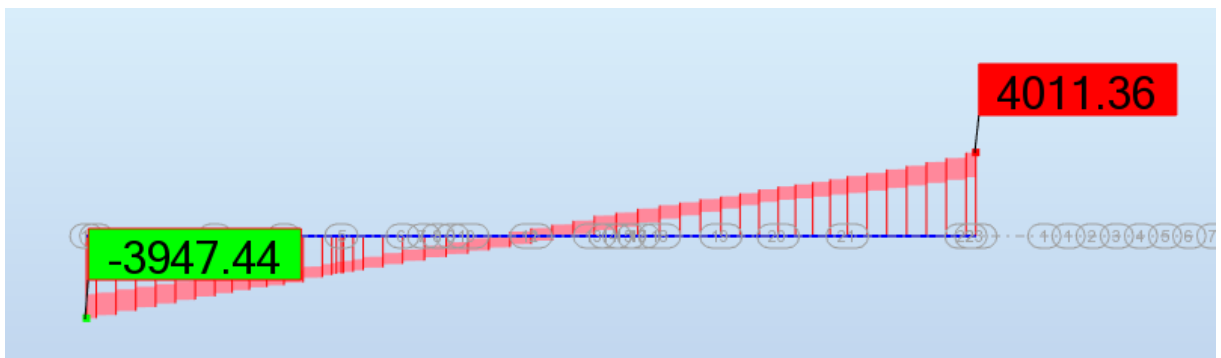


Figure VI. 11. L'enveloppe de l'effort tranchant max à ELU2 (travée intermédiaire)

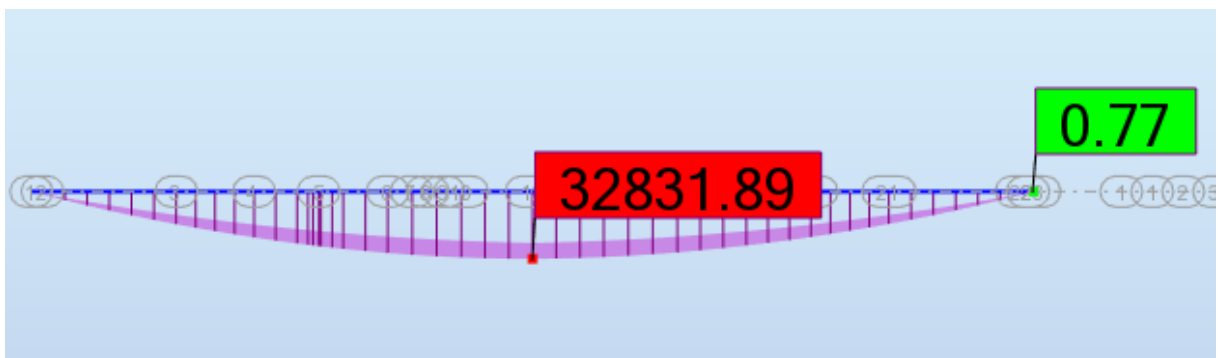


Figure VI. 12. L'enveloppe du moment de flexion max à ELS2 (travée intermédiaire)

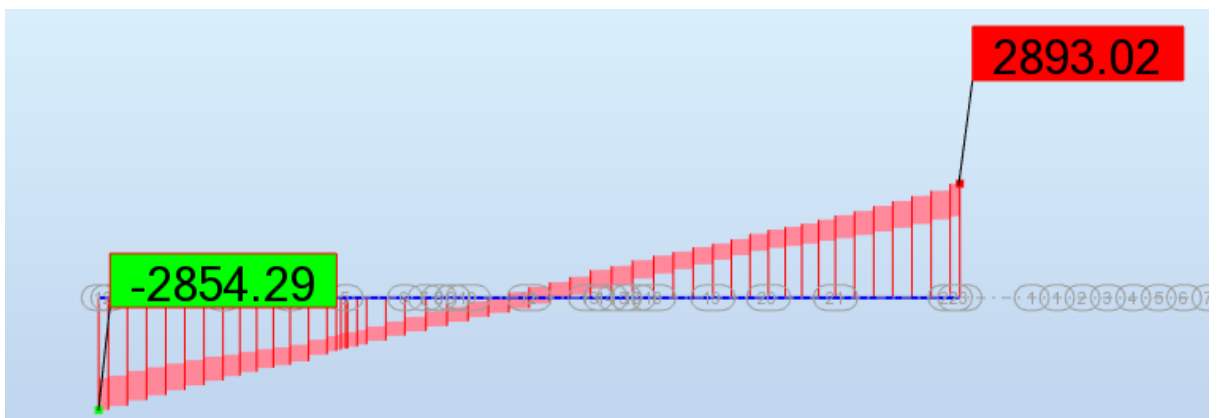


Figure VI. 13. L'enveloppe de l'effort tranchant max à ELS2 (travée intermédiaire)

**VI.5. COMPARAISON DES RESULTATS :**

**Travée de rive :**

**Tableau VI. 31. Comparaison des résultats de la travée de rive**

		<b>Guyon Massonet (GM)</b>	<b>Modélisation Numérique (E)</b>	<b>GM/E (%)</b>
<b>Poutre 1</b>	<b>M<sub>max</sub> (ELU) (KN.m)</b>	24 157.15	24 763.67	<b>97.55%</b>
	<b>M<sub>max</sub> (ELS) (KN.m)</b>	18 269.37	18 320.01	<b>99.72%</b>
<b>Poutre 2</b>	<b>M<sub>max</sub> (ELU) (KN.m)</b>	25 266.40	25 721.63	<b>98.32%</b>
	<b>M<sub>max</sub> (ELS) (KN.m)</b>	18 691.68	19 025.54	<b>98.24%</b>

**Travée intermédiaire :**

**Tableau VI. 32. Comparaison des résultats de la travée intermédiaire**

		<b>Modélisation Numérique (E)</b>	<b>Guyon Massonet (GM)</b>	<b>E/GM (%)</b>
<b>Poutre 1</b>	<b>M<sub>max</sub> (ELU) (KN.m)</b>	45313.48	46 188,02	<b>98,11 %</b>
	<b>M<sub>max</sub> (ELS) (KN.m)</b>	33520.11	33 121,15	<b>101,2 %</b>
<b>Poutre 2</b>	<b>M<sub>max</sub> (ELU) (KN.m)</b>	45356.40	46 969,81	<b>96,56 %</b>
	<b>M<sub>max</sub> (ELS) (KN.m)</b>	32831.79	33 660,31	<b>97,54 %</b>

D'après les résultats obtenus, on constate une bonne corrélation entre les deux méthodes utilisées, à savoir la méthode théorique et numérique, pour la travée de rive et la travée intermédiaire.

**VI.5. CONCLUSION :**

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons évalué les efforts dues aux poids propres et à différentes charges ferroviaires. Dans la seconde partie, et en utilisant la méthode du GUYON MASSONET, nous avons obtenu que la poutre la plus sollicitée est celle de rive dans les deux travées. Enfin, on constate une bonne corrélation entre les résultats obtenus par la modélisation numérique et ceux calculés manuellement.

**CHAPITRE VII :**  
**CALCUL DE TABLIER MIXTE**

**CHAPITRE VII : CALCUL DE TABLIER MIXTE****VII.1. INTRODUCTION :**

Dans le présent chapitre, nous allons effectuer l'analyse globale du tablier afin de déterminer les effets des différentes combinaisons d'actions appliquées à la structure.

Vu que nous ne disposons pas de logiciels capables de modéliser entièrement la structure mixte tout en tenant compte des variations des caractéristiques géométriques, nous optons pour une étude par superposition des efforts. Chaque cas de chargement sera étudié séparément.

Par la suite, nous allons évaluer les sollicitations finales par superposition des efforts obtenus pour chaque cas tout en tenant compte des coefficients de majoration pour chaque état limite. En fin du chapitre, nous allons dimensionner la dalle de couverture de notre pont.

**VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL :**

On fait la vérification des poutres métalliques associées à une dalle orthotrope (section Mixte). La participation du béton se fait en considérant les hypothèses suivantes :

- Le béton homogénéisé par rapport à l'acier, par l'intermédiaire de coefficients d'équivalence qui tiennent compte de façon simplifiée du phénomène de fluage ;
- 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 liaison appelées connecteurs.
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

- pour l'acier :  $\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$
- pour le béton :  $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$

D'après la première hypothèse,  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$

D'où, n : coefficient d'équivalence varie en fonction de  $E_b$ , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

**VII.3. COEFFICIENT D'EQUIVALENCE :**

Afin de tenir compte des variations d' $E_b$ , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation. Les phases de calcul de la section mixte :

- 1<sup>ère</sup> phase : au moment où la dalle vient d'être coulée : le poids d'acier et de la dalle (CP) s'appliquent alors et la section résistante se limite à la section de PRS ( $n=\infty$ ) ;
- 2<sup>ème</sup> phase : l'installation des superstructures (CCP). la section résistante est alors la section mixte avec un coefficient ( $n=18$ ) ;
- 3<sup>ème</sup> phase : l'application des surcharges. Le coefficient n vaut alors ( $n = 6.$ ) ;
- 4<sup>ème</sup> phase : on prend en compte les effets du retrait ( $n = 15$ ).

Tableau VII. 1. Les valeurs de coefficient d'équivalence

Sollicitation	Champs d'application	Coef. d'équivalence n
Poutre en acier seul	Charge permanente	$\infty$
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge longue durée	CCP	18
Effet différées	Retrait	15

**VII.4. LARGEURS EFFICACES :**

Pour représenter l'association des poutres en acier et de la dalle en béton, il convient de définir une section efficace caractérisée par la largeur efficace de la dalle (largeur participante de la dalle à la résistance). **Eurocode4 [ENV1994-2]**.

La largeur efficace peut être déterminée comme suit :  $b_{eff} = b_0 + \sum be_i$

- $b_0$  : distance entre les axes des connecteurs en saillie.

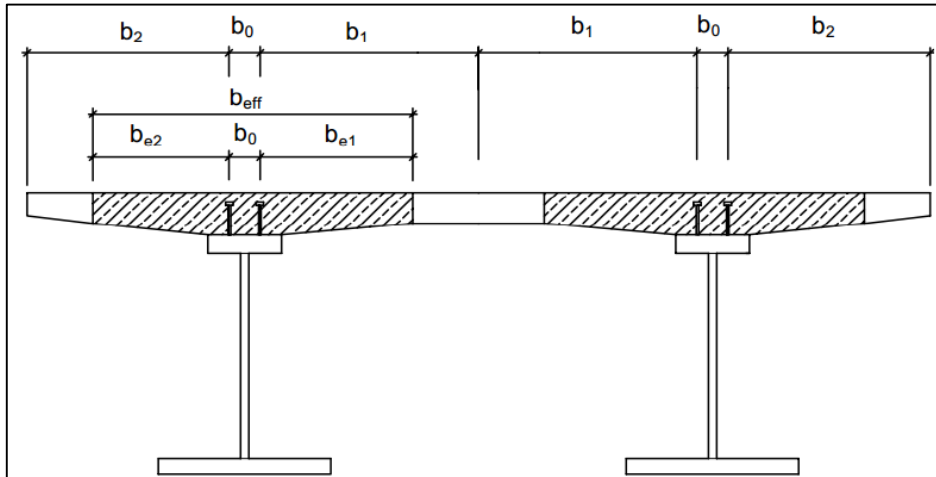


Figure VII. 1. Définition de la largeur efficace

$be_i$  est la valeur de la largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme. Il convient de prendre cette valeur égale à  $L_e/8$  mais sans excéder la largeur géométrique  $b$ .

$$Be_i = \min\{L_e/8, b_i\}$$

La longueur  $L_e$  est la distance approchée entre les points de moments fléchissant nuls. La répartition de la largeur efficace entre les appuis intermédiaires et les zones à mi-portée est supposée telle qu'indiquée dans la figure VII.2.

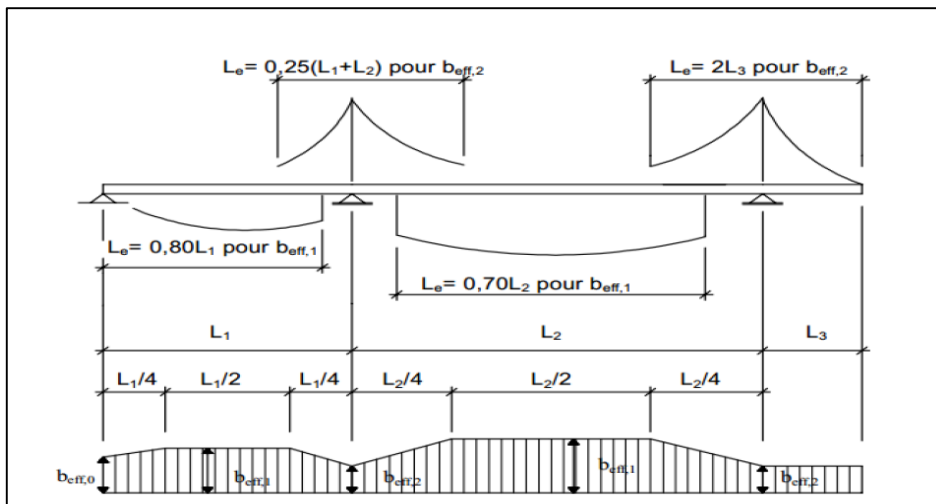


Figure VII. 2. Détermination des portées équivalentes  $L_e$  pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée

**VII.4.1. Travée de rive (33m) :**

**Tableau VII. 2. La largeur efficace pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire de la travée de rive**

	<b>Poutre de rive</b>	<b>Poutre intermédiaire</b>
En appuis	$Le = (0,25)(L1+L2)$ $= (0,25)(33+45) = 19.5 \text{ m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.43 \\ mb1 = 1,06 \end{cases} = 1,06\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.43 \\ b2 = 2,23 \end{cases} = 2,23\text{m}$ $b_0 = 0.375\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,375 + 1,06 + 2,23 = 3,67 \text{ m}$	$Le = (0,25)(L1+L2)$ $= (0,25)(33+45) = 19.5 \text{ m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.43 \\ mb1 = 1,06 \end{cases} = 1,06\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.43 \\ b2 = 1,06 \end{cases} = 1\text{m}$ $b_0 = 0.375\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,375 + 1 + 1 = 2.5 \text{ m}$
En travée	$Le = 0.8 L1$ $= 0.8 * 33 = 26.4\text{m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 3.3 \\ mb1 = 1,06 \end{cases} = 1,06\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.88 \\ b2 = 2,23 \end{cases} = 2,23\text{m}$ $b_0 = 0.375\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,375 + 1,06 + 2,23 = 3,67 \text{ m}$	$Le = 0.8 * L1$ $= 0.8 * 33 = 26.4 \text{ m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 3.3 \\ mb1 = 1,06 \end{cases} = 1.06\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.88 \\ b2 = 1,06 \end{cases} = 1.06\text{m}$ $b_0 = 0.375\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,375 + 1,06 + 1.06 = 2.5 \text{ m}$

**VII.4.2. Travée intermédiaire (45m) :**

**Tableau VII. 3. La largeur efficace pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire de la travée intermédiaire**

	<b>Poutre de rive</b>	<b>Poutre intermédiaire</b>
En appuis	$Le = (0,25)(L1+L2)$ $= (0,25)(33+45) = 19.5 \text{ m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.44 \\ b1 = 1 \end{cases} = 1\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.44 \\ b2 = 2,17 \end{cases} = 2,17$ $b_0 = 0.5\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,5 + 1 + 2,17 = 3,67 \text{ m}$	$Le = (0,25)(L1+L2)$ $= (0,25)(33+45) = 19.5 \text{ m}$ $be1 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.44 \\ b1 = 1 \end{cases} = 1\text{m}$ $be2 = \min \begin{cases} Le \div 8 = 2.44 \\ b2 = 1 \end{cases} = 1$ $b_0 = 0.5\text{m}$ $beff = b_0 + \Sigma be_i = 0,5 + 1 + 1 = 2.5 \text{ m}$

En travée	$Le=0.7 L2$ $=0.7*45=31.5 \text{ m}$ $be1=\min\left\{\begin{array}{l} Le \div 8 = 3.93 \\ b1 = 1 \end{array}\right. =1$ $be2=\min\left\{\begin{array}{l} Le \div 8 = 3.93 \\ b2 = 2.17 \end{array}\right. =2.17$ $b_0=0.5\text{m}$ $beff= b_0+ \Sigma be_i= 0,5 + 1+ 2,17$ $= 3,67 \text{ m}$	$Le=0.7*L2$ $=0.7*45= 31.5 \text{ m}$ $be1=\min\left\{\begin{array}{l} Le \div 8 = 3.93 \\ b1 = 1 \end{array}\right. =1$ $be2=\min\left\{\begin{array}{l} Le \div 8 = 3.93 \\ b2 = 1 \end{array}\right. =1$ $b_0=0.5\text{m}$ $beff= b_0+ \Sigma be_i= 0,5 + 1+ 1$ $= 2.5 \text{ m}$
-----------	---	--

### VII.5. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS :

Les caractéristiques élastiques des sections métalliques seul, section en béton et sections mixte sont présentés dans les tableaux suivants :

- Les caractéristiques de la section métallique de la travée de rive sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII. 4. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule pour la travée de rive**

	Notation	Section sur pile	Section à mi- travée
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.0728	0.0922
Centre de gravité	V <sub>s</sub> (m)	1.0263	1.0553
	V <sub>i</sub> (m)	0.6737	0.6447
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.0329	0.0439

- Les caractéristiques de la section métallique de la travée intermédiaire sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII. 5. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule pour la travée intermédiaire**

	Notation	Section sur pile	Section intermédiaire	Section à mi- travée
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.1056	0.1378	0.1539
Centre de gravité	V <sub>s</sub> (m)	1.4931	1.4399	1.4215
	V <sub>i</sub> (m)	0.8569	0.9101	0.9285
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.0890	0.1310	0.1513

- Les caractéristiques de la dalle en béton pour les deux travées :

**Tableau VII. 6. Caractéristiques élastiques de la section du béton.**

	Notation	Sur pile et à mi- travée
Aire	A (m <sup>2</sup> )	1.1010
Centre de gravité	V <sub>s</sub> (m)	0.15
	V <sub>i</sub> (m)	0.15
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.0083

- Les caractéristiques des sections mixtes pour le calcul des surcharges à court terme avec un coefficient d'équivalence  $n=6$  :

- Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 7. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges pour la travée de rive**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.2563	0.2757
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	0.4841	0.5530
	$V_i \text{ (m)}$	1.5158	1.4469
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.1063	0.1344

- Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 8. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges pour la travée intermédiaire**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section intermédiaire</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.2891	0.3213	0.3374
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	0.7501	0.8318	0.8668
	$V_i \text{ (m)}$	1.8998	1.8181	1.7831
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.2713	0.3313	0.3594

- Les caractéristiques des sections mixtes pour le calcul de la superstructure à long terme avec un coefficient d'équivalence  $n=18$  :

- Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 9. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de la superstructure à long terme pour la travée de rive**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.1339	0.1533
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	0.7892	0.8745
	$V_i \text{ (m)}$	1.2107	1.1254
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.0793	0.0978

- Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 10. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de la superstructure à long terme pour la travée intermédiaire**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section intermédiaire</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.1667	0.1989	0.2150
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	1.1904	1.2511	1.2745
	$V_i \text{ (m)}$	1.4595	1.3988	1.3754
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.1940	0.2385	0.2598

- Les caractéristiques des sections mixtes pour le calcul de retrait à moyen terme avec un coefficient d'équivalence  $n=15$  :

- Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 11. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de retrait pour la travée de rive**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.1462	0.1656
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	0.7357	0.8210
	$V_i \text{ (m)}$	1.2642	1.1789
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.0840	0.1038

- Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 12. Les caractéristiques élastiques des sections mixtes pour le calcul de retrait pour la travée intermédiaire**

	<b>Notation</b>	<b>Section sur pile</b>	<b>Section intermédiaire</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Aire	$A \text{ (m}^2\text{)}$	0.1790	0.2112	0.2273
Centre de gravité	$V_s \text{ (m)}$	1.1193	1.1873	1.2140
	$V_i \text{ (m)}$	1.5306	1.4626	1.4359
Moment d'inertie	$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.2064	0.2526	0.2746

## VII.6. ANALYSE DES CONTRAINTES :

### VII.6.1. Première phase (construction) :

Dans cette phase, nous considérons que le béton est à l'état frais, de ce fait, la connexion entre les deux matériaux (acier-béton) n'est pas encore établie. Nous rappelons que la section résistante est la charpente seule. Dans la modélisation, le poids propre du hourdis sera réparti sur les poutres, car celui-ci ne contribue pas à la distribution transversale des efforts dans les poutres.

- **Détermination des sollicitations :**

Les sollicitations internes sont obtenues à l'aide du logiciel Robot. Le poids propre de la dalle est réparti sur les poutres suivant la figure VII.3 et le tableau VII.13. Le poids de la charpente est directement pris en compte par le logiciel robot.

**Tableau VII. 13. Charge linéaire équivalente au poids propre de la dalle pour chaque poutre**

<b>Position</b>	<b>Largeur afférente (m)</b>	<b>Hauteur de la dalle (m)</b>	<b>Charge (KN/m)</b>
Poutre de rive	3.67	0.3	27.525
Poutre intermédiaire	2.5	0.3	18.75

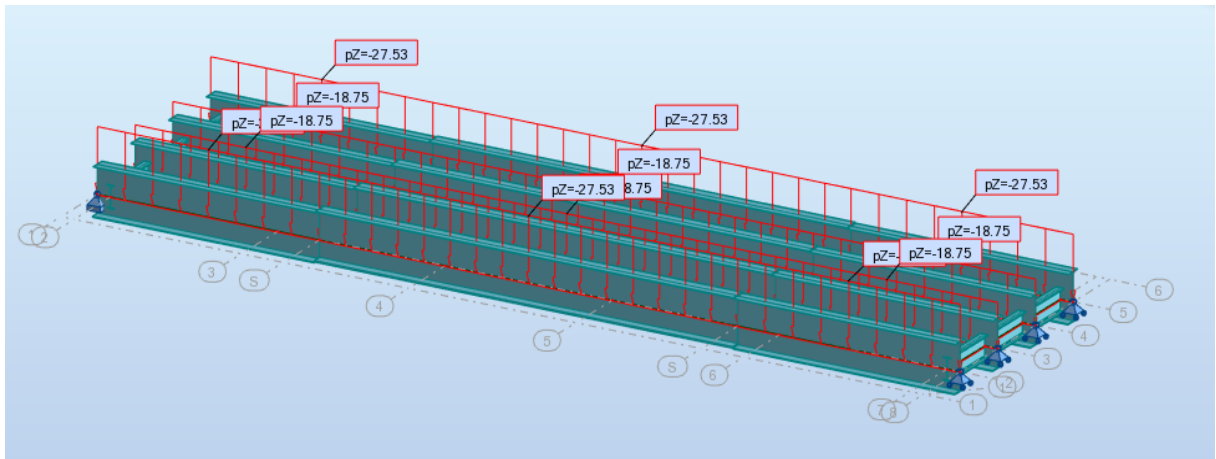


Figure VII. 3.Modélisation du modèle métallique (phase I)

Les tableaux suivants présentent les valeurs des efforts internes obtenus par le logiciel de calcul robot dans la poutre la plus sollicités (poutre de rive), dans la phase de construction (poutre métallique) et en service (poutre mixte)

➤ Pour la travée de rive :

Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée de rive est donnée par le tableau VII.14.

Tableau VII. 14. Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée de rive

Position	X(m)	8.5	16
Poids propre de la structure métallique	$M_{pp}$ (KN.m)	702.75	943.98
Poids de la dalle en béton	$M_{DB}$ (KN.m)	3288.21	4301.69

Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée de rive est donnée par le tableau VII.15.

Tableau VII. 15. Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction pour la travée de rive

Position	x(m)	0	8.5
Poids propre de la structure métallique	$V_{pp}$ (KN)	109.47	57.90
Poids de la dalle en béton	$V_{DB}$ (KN)	512.01	257.31

▪ **Calcul des contraintes :**

La contrainte en un point p quelconque d'une poutre soumise à une flexion est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\sigma(z) = M \times z_p / I_{yy}$$

- M : correspond au moment de flexion par rapport à l'axe de flexion en MN.m ;
- $I_{yy}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion en  $m^4$  ;
- $z_p$  : position du point p par rapport au centre de gravité en m.

**Tableau VII. 16. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée de rive**

La section	Contrainte supérieure		Contrainte inférieure	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{3.2882 \times 1.0263}{0.0329}$	-102.57	$\frac{3.2882 \times 0.6737}{0.0329}$	67.33
A mi- travée	$\frac{4.3016 \times 1.0553}{0.0439}$	-103.40	$\frac{4.3016 \times 0.6447}{0.0439}$	66.37

➤ Pour la travée intermédiaire :

Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée intermédiaire est donnée par le tableau VII.17.

**Tableau VII. 17. Les valeurs du moment de flexion en phase de construction pour la travée intermédiaire**

Position	X(m)	10	13	22.5
Poids propre de la structure métallique	M <sub>pp</sub> (KN.m)	1038.13	2257.98	2802.93
Poids de la dalle en béton	M <sub>DB</sub> (KN.m)	4167.37	4912.24	5970.86

Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction pour la travée intermédiaire est donnée par le tableau VII.18.

**Tableau VII. 18. Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction pour la travée intermédiaire**

Position	X(m)	0	10
Poids propre de la structure métallique	V <sub>pp</sub> (KN)	213.07	145.18
Poids de la dalle en béton	V <sub>DB</sub> (KN)	544.20	289.51

▪ **Calcul des contraintes :**

**Tableau VII. 19. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée intermédiaire**

La section	Contrainte supérieure		Contrainte inférieure	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{4.1673 \times 1.4931}{0.0890}$	-69,91	$\frac{4.1673 \times 0.8569}{0.0890}$	40,12
Intermédiaire	$\frac{4.1673 \times 1.4399}{0.131}$	-53,99	$\frac{4.1673 \times 0.9101}{0.131}$	34,13
A mi- travée	$\frac{4.1673 \times 1.4215}{0.1513}$	-56,10	$\frac{4.1673 \times 0.9285}{0.1513}$	36,64

### VII.6.2. Deuxième phase (section mixte) :

Dans cette phase de l'étude, nous nous intéresserons pour la première fois, à la section mixte. A l'instar de la phase 1 dans laquelle le béton de la dalle, frais, fut considéré comme une charge, ici, il sera considéré comme un élément structural qui sera combiné avec l'acier de charpente. L'association de ces deux matériaux se fait selon une règle bien établie avec des paramètres que nous avons déterminés dans la partie précédente (CARACTERISTIQUES DES SECTIONS).

#### ▪ Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous avons utilisé le logiciel robot. La dalle a été modélisée comme un élément barre, afin de tenir compte de sa participation à la rigidité du tablier et à la distribution transversale des charges sur les poutres. La participation de celle-ci à la flexion longitudinale a été prise en compte par l'introduction des paramètres géométriques des sections de béton selon leurs largeurs efficaces. Son poids propre a été négligé dans cette phase, car il a déjà été pris en compte en phase 1.

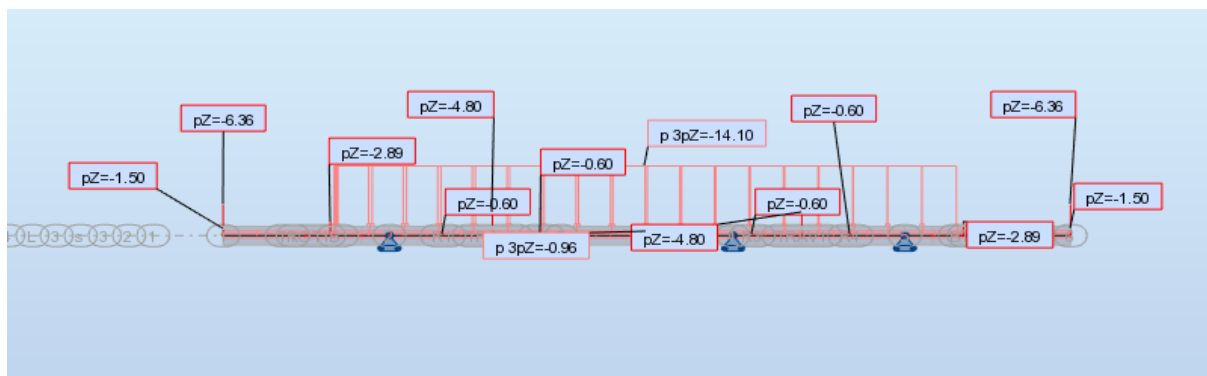


Figure VII. 4. Charges équivalente superstructure

➤ Pour la travée de rive :

Tableau VII. 20. Les moments de flexion et les efforts tranchant des ccp –travée de rive-

Position x(m)	8.5	16
M <sub>ccp</sub> (KN.m)	4451.92	5816.10
V <sub>ccp</sub> KN)	737.56	363.12

#### ▪ Calcul des contraintes :

Tableau VII. 21. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée de rive

La section	Contrainte supérieure		Contrainte inférieure	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{4.4519 \times 0.4892}{0.0793}$	-27.46	$\frac{4.4519 \times 1.2107}{0.0793}$	67.96
A mi- travée	$\frac{5.8161 \times 0.5745}{0.0978}$	-34.16	$\frac{5.8161 \times 1.1254}{0.0978}$	66.92

➤ Pour la travée intermédiaire :

Tableau VII. 22. Les moments de flexion et les efforts tranchants des ccp –travée intermédiaire -

Position x(m)	10	16	22.5
$M_{ccp}$ (KN.m)	7681.25	10141.34	11047.04
$V_{ccp}$ (KN)	1032.79	570.69	305.00

▪ Calcul des contraintes :

Tableau VII. 23.Récapitulatifs de l'analyse des contraintes – travée intermédiaire

La section	Contrainte supérieure		Contrainte inférieure	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{7.68125 \times 1.1904}{0.194}$	-47,13	$\frac{7.68125 \times 1.4595}{0.194}$	57,79
Intermédiaire	$\frac{10.14134 \times 1.2511}{0.2385}$	-53,20	$\frac{10.14134 \times 1.3988}{0.2385}$	59,48
A mi- travée	$\frac{11.04704 \times 1.2745}{0.2598}$	-54,19	$\frac{11.04704 \times 1.3754}{0.2598}$	58,48

### VII.6.3. troisième phase (section mixte) :

Le retrait du béton est une déformation imposée dans la section du béton comprimé qui a trois origines physique possibles :

- Retrait thermique : Il s'effectue à court terme, et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente déjà en place.
- Retrait endogène : Il s'effectue à court terme, juste après le coulage du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initial mis en œuvre.
- Retrait de dessiccation : Il s'effectue à long terme, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Si l'on considère, en premier lieu, que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire  $\delta_{dx}$  dû au retrait peut se faire librement (dessin a et b de la Figure VII.5). En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

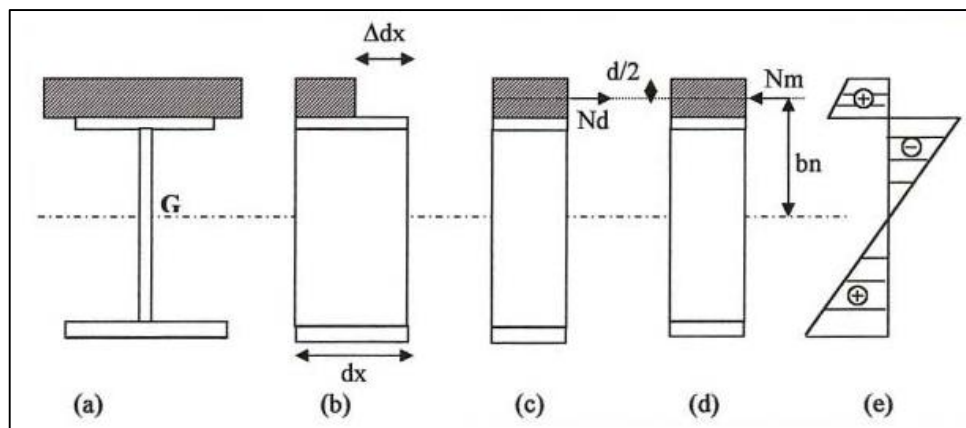


Figure VII. 5. Etat de contrainte due au retrait

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

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$$

Avec :  $E_b = E_a/n$

$\varepsilon_r$ : déformation dû au retrait.

En considérant que  $\delta_{dx} = \varepsilon_r \cdot dx$  (figure b), avec  $\varepsilon_r$  qui représente l'allongement relatif unitaire égal à  $4 \times 10^{-4}$  (retrait de dessiccation).

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

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

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

- Contrainte due à l'effort :  $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0}$
- Contrainte due à l'effort :  $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -n \cdot (\sigma_{b0} \cdot \omega/I) \cdot V_a$

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

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

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Sur la poutre métallique :  $\sigma_a = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + -n \cdot (\sigma_{b0} \cdot \omega/I) \cdot V_a$
- Sur le béton :  $\sigma_b = (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - (M/W_b)$

Avec :

- o  $\beta = B_{15} / (B_{15} + A)$  (cas de retrait),  $B_{15}$  : la section du béton rendue homogène pour  $n = 15$  ;
- o  $\sigma_b$  : Contrainte dû au retrait dans le béton ;
- o  $\sigma_a$  : contrainte dû au retrait dans l'acier ;
- o  $\omega$  : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour  $n=15$  (cas de retrait) ;
- o  $I$  : Moment d'inertie de la section mixte pour  $n=15$ .

En programmant cette démarche sur Excel on obtient les valeurs des contraintes appliquées dans les tableaux VII.23 et VII.24.

➤ Pour la travée de rive :

Tableau VII. 24. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au retrait – travée de rive

La section	Acier		Béton	
	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)
Sur pile	-67.55	12.16	-0.68	-1.53
A mi- travée	-58.52	9.75	-0.93	-1.73

➤ Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 25. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au retrait – travée intermédiaire**

La section	Acier		Béton	
	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)
Sur pile	-53.94	9.86	-1.14	-1.72
Intermédiaire	-43.18	7.83	-1.64	-2.15
A mi- travée	-39.24	7.18	-1.85	-2.33

**VII.6.4. quatrième phase (section mixte) :**

**VII.6.4.1. Gradient thermique :**

Sous l'action de la température, le béton a tendance à se déformer (allongement ou raccourcissement). Cette déformation, gênée par la liaison acier-béton, engendre un effort (traction ou compression) au droit de la section du béton. La déformation est fonction de de la variation de température  $\Delta T$  et du coefficient de dilatation thermique  $\alpha_c$  :

$$\varepsilon_T = \alpha_c \Delta T$$

Avec :  $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} / ^\circ C$

On considère, conformément à l'Annexe Nationale de l'EN1991-1-5, un gradient thermique linéaire discontinu avec deux variations de températures, positive et négative :

- Cas de la dalle plus chaude que la poutre :  $\Delta T = +10^\circ C \Rightarrow$  Traction.
- Cas de la dalle plus froide que la poutre :  $\Delta T = -10^\circ C \Rightarrow$  Compression.

L'effort normal créé par la déformation :

$$N = \varepsilon_T \times E_{cm} \times A_b = \alpha_c \times \Delta T \times E_{cm} \times A_b$$

La contrainte due à cet effort :

$$\sigma_N = \varepsilon_T \times E_{cm} = \alpha_c \times \Delta T \times E_{cm}$$

La détermination des effets du gradient thermique est similaire à celle du retrait. Le gradient thermique est considéré comme une action instantanée, d'où l'usage de  $n=6$ , coefficient d'équivalence instantanée.

Afin d'avoir le cas le plus défavorable pour nos éléments structuraux, nous avons considéré, dans ce projet, l'hypothèse de la dalle plus chaude que la poutre d'acier.

En programmant cette démarche sur Excel on obtient les valeurs des contraintes appliquées dans les tableaux VII.25 et VII.26 :

➤ Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 26. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues à la température – travée de rive**

La section	Acier		Béton	
	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)
Sur pile	-25.22	3.30	-0.017	-0.622
A mi- travée	-23.24	2.74	-0.105	-0.683

➤ Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 27. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues à la température – travée intermédiaire**

La section	Acier		Béton	
	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)	Contrainte supérieure (MPa)	Contrainte inférieure (MPa)
Sur pile	-22.21	2.86	-0.212	-0.638
Intermédiaire	-19.19	2.42	-0.401	-0.798
A mi- travée	-17.99	2.28	-0.486	-0.870

**VII.6.4.2. Les charges d'exploitation :**

Dans cette partie, les caractéristiques géométriques des sections sont déterminées avec le coefficient d'équivalence à court terme  $n_0 = 6$ .

▪ **Détermination des sollicitations :**

Les sollicitations dues aux charges d'exploitation ont été calculées dans le chapitre VI manuellement et en utilisant un logiciel Robot. Le tableau VII.27 montre les valeurs des efforts internes pour le cas de charges le plus défavorable.

Pour notre cas, le cas de charge qui donne le moment max et l'effort tranchant max est : Gr 14

➤ Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 28. Les moments de flexion et les efforts tranchant de groupe 14 –travée de rive-**

Position, x(m)	8.5	16
$M_{Gr14}(SW2,1+UIC71,2), (KN.m)$	6767.63	8904.50
$V_{Gr14}(SW2,1+UIC71,2), (KN)$	1086.76	649.27

▪ **Calcul des contraintes :**

**Tableau VII. 29. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au Gr14– travée de rive**

La section	Contrainte supérieur		Contrainte inférieur	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{6.7676 \times 0.1841}{0.1063}$	-11.72	$\frac{6.7676 \times 1.5158}{0.1063}$	96.5
A mi- travée	$\frac{8.9045 \times 0.2530}{0.1344}$	-16.76	$\frac{8.9045 \times 1.4469}{0.1344}$	95.86

➤ Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 30. Les moments de flexion et les efforts tranchants de groupe 14 –travée intermédiaire-**

Position x(m)	10	16	22.5
$M_{Gr14}(SW2,1+UIC71,2), (KN.m)$	8429.01	11560.88	12768.33
$V_{Gr14}(SW2,1+UIC71,2), (KN)$	1013.17	232.49	62.85

▪ **Calcul des contraintes :**

Tableau VII. 31. Récapitulatifs de l'analyse des contraintes dues au Gr14– travée intermédiaire

La section	Contrainte supérieure		Contrainte inférieure	
	Opération	Résultat (MPa)	Opération	Résultat (MPa)
Sur pile	$\frac{8.42901 \times 0.7501}{0.2713}$	-23,30	$\frac{8.42901 \times 1.998}{0.2713}$	59,02
Intermédiaire	$\frac{11.56088 \times 0.8318}{0.3313}$	-29,03	$\frac{11.56088 \times 1.8181}{0.3313}$	63,44
A mi- travée	$\frac{12.76833 \times 0.8668}{0.3594}$	-30,79	$\frac{12.76833 \times 1.7831}{0.3594}$	63,35

**Combinaison de charge :**

Les tableaux suivants résument les combinaisons des efforts internes pour la poutre la plus sollicité :

➤ **Travée de rive :**

Tableau VII. 32. Les combinaisons des efforts internes pour la poutre la plus sollicité –travée de rive-

X(m)		8.5	16
Moment (KN.m)	ELU	19 647.28	25 721.63
	ELS	14 531.14	19 025.54
X(m)		0	16
L'effort tranchant (KN)	ELU	3236.58	1726.08
	ELS	2392.68	2392.68

➤ **Travée intermédiaire :**

Tableau VII. 33. Les combinaisons des efforts internes pour la poutre la plus sollicité –travée intermédiaire -

X(m)		10	16	22.5
Moment (KN.m)	ELU	30821.93	41344.99	45356.40
	ELS	22362.36	29969.33	32831.89
X(m)		0	10	16
L'effort tranchant (KN)	ELU	4011.36	2381.63	1479.26
	ELS	2892.03	1721.91	1063.32

## VII.7. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS A L'ETAT LIMITE ULTIME

### VII.7.1. Classification des sections transversales :

Comme pour les sections en acier seul, quatre classes des sections sont définies dans l'Eurocode1994 :

- **Classe 1** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.

- **Classe 2** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.

- **Classe 3** : section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.

- **Classe 4** : section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

Les classifications des parois se faisant séparément, la section est jugée comme ayant la plus grande classe (cas défavorable) des parois qui la composent. D'après les caractéristiques de différentes classes on peut classer notre section comme suite :

- **semelle inférieure** : L'absence de moment négatif est justifiée par le caractère isostatique de la structure, de ce fait toutes les semelles inférieures du pont sont sollicitées uniquement en traction et sont donc de classe 1.
- **Semelle supérieure** : La semelle est comprimée mais la liaison à la dalle par connexion est considérée comme effective, D'accord avec la NF EN 1994-2, donc le voilement de la semelle est empêché par la dalle donc de Classe 1.
- **Ame** : est classé par rapport à la position de l'axe neutre plastique. Tel que : X la position de l'axe neutre depuis la fibre extrême supérieure.

$$X = \frac{F_w + F_{si} - F_c - F_{ss}}{2 * 345 * t_w}$$

Avec :

- $F_w$  : la force résultante de l'âme ;
- $F_{si}$  : la force résultante de la semelle inférieure ;
- $F_{ss}$  : la force résultante de la semelle supérieure ;
- $F_c$  : la force résultante de la dalle.

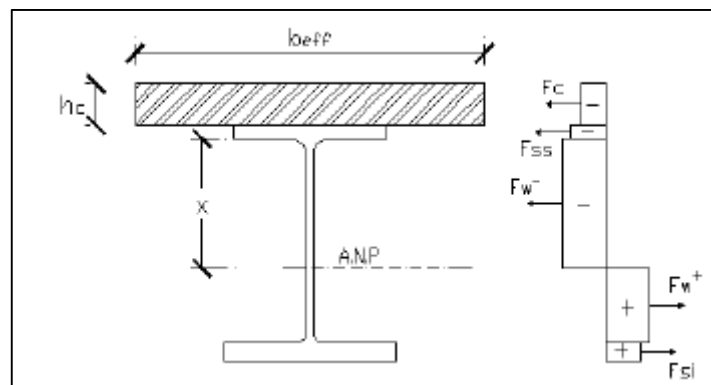


Figure VII. 6. Position de l'axe neutre plastique

**Critère classe 1 pour les parois fléchies et comprimées :  $36\epsilon/\alpha \geq \lambda$**

Avec :

- $\alpha$  : facteur régissant la position de l'axe neutre plastique  $\alpha = X/d \leq 0.5$
- $\lambda$  : élancement de l'âme  $\lambda = d/t_w$
- $\epsilon = \sqrt{235f_y}$

➤ Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 34. classification de la section mixte –travée de rive-**

	<b>Section d'about</b>	<b>Section à mi- travée</b>
Fw (MN)	11.316	11.109
Fsi (MN)	9.660	14.070
Fss (MN)	4.140	6.210
Fc (MN)	18.717	18.717
X (mm)	0.136	0.01826
$\lambda$	82	80.5
$36\epsilon/\alpha$	352.417	2582.419
La classe	Section 1	Section 1

L'âme est de classe 1 => la section est de **classe 1**.

➤ Pour la travée intermédiaire :

**Tableau VII. 35. Classification de la section mixte –travée intermédiaire-**

	<b>Section d'about</b>	<b>Section intermédiaire</b>	<b>Section a mi- travée</b>
Fw (MN)	15.732	15.456	15.318
Fsi (MN)	15.075	20.475	23.4
Fss (MN)	5.175	10.35	15.318
Fc (MN)	18.717	18.717	18.717
X (mm)	0.501	0.497	0.539
$\lambda$	114	112	111
$36\epsilon/\alpha$	133.27	131.90	120.63
La classe	Section 1	Section 1	Section 1

L'âme est de classe 1 => la section est de **classe 1**.

**VII.7.2. Analyse plastique :**

Les méthodes de l'analyse plastique peuvent être appliquées pour le dimensionnement des sections de classes 1 et 2, vu que celles-ci justifient un comportement plastique à l'état limite ultime.

**VII.7.2.1 Justification des sections à la flexion :**

➤ **Détermination des moments plastiques résistants :**

Nous avons déjà déterminé les forces résistantes, nous allons dans cette partie procéder à la détermination des moments créés par ces forces de par leur bras de levier.

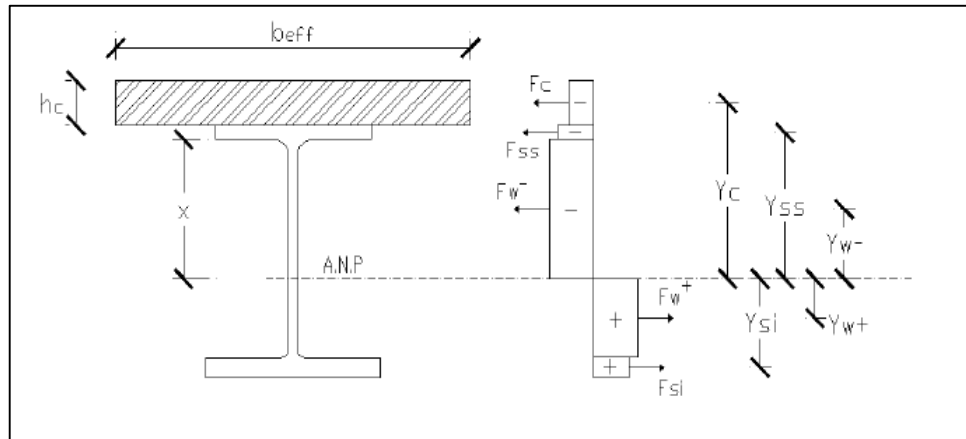


Figure VII. 7. Axe neutre plastique – Bras de levier

X : position de l'axe neutre plastique.

- $Y_c = h_c/2 + t_s + x$  : bras de levier de la force résistante du béton ;
- $Y_{ss} = t_s/2 + x$  : bras de levier de la force résistante de la semelle supérieure ;
- $Y_{w-} = x/2$  : bras de levier de la force résistante de l'âme en compression ;
- $Y_{w+} = (d-x)/2$  : bras de levier de la force résistante de l'âme en traction ;
- $Y_{si} = (d-x) + t_i/2$  : bras de levier de la force résistante de la semelle inférieure.

On obtient les moments suivants :

- $M_c = F_c \times Y_c$
- $M_{ss} = F_{ss} \times Y_{ss}$
- $M_{w-} = F_{w-} \times Y_{w-}$
- $M_{w+} = F_{w+} \times Y_{w+}$
- $M_{si} = F_{si} \times Y_{si}$
- $M_{pl,Rd} = \sum M_i$

On suit la même procédure pour toutes les sections.

Pour justifier la flexion par une analyse plastique, il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

➤ Pour la travée de rive :

Tableau VII. 36. Justification à la flexion de la poutre de la travée de rive par une analyse plastique

Section	Section sur pile	Section à mi-travée
$M_{pl,Rd}$ , (MN.m)	33.07	41.48
$M_{Ed}$ , (MN.m)	19.64	25.72

➤ Pour la travée de rive :

**Tableau VII. 37. Justification à la flexion de la poutre de la travée intermédiaire par une analyse plastique**

Section	Section sur pile	Section intermédiaire	Section à mi-travée
$M_{pl,Rd}$ (MN.m)	56.713	70.942	77.41
$M_{Ed}$ (MN.m)	30.82	41.34	45.35

Les moments sollicitant sont tous inférieurs aux moments plastiques, donc en conclusion, nous pouvons confirmer que nos différentes sections ont été justifiées en plasticité à la flexion.

### VII.7.2.2. Justification de la section à L'effort tranchant :

Dans cette partie, nous nous limiterons à la vérification de la section la plus sollicitée aux efforts de cisaillements, c'est-à-dire, la section en appui. Selon « **Eurocode3 1993-1-1** », pour une section de classe 1 l'effort tranchant sollicitant doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{ED} \leq V_{pl,RD}$$

- $V_{ED}$  : valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
- $V_{pl,RD}$  : résistance plastique au cisaillement ;
- $V_{ED} = 3236.58 \text{ KN} = 3.2365 \text{ MN}$  (valeurs max venant de la combinaison ELU 2)

$$V_{pl,RD} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

- $f_y$  : limite normale d'élasticité de la charpente 355 MPa ;
- $A_v$  : l'aire de cisaillement :  $A_v = \eta \times \sum h_w \times t_w$  ;
- $\eta$  : facteur dépendant de la nuance d'acier (1.2 pour les nuance inférieures à S460) ;
- $h_w, t_w$  : hauteur et épaisseur de l'âme résistant aux effort de cisaillements

Selon **L'EN1994**, la contribution de la dalle en béton est négligée dans la résistance de la section mixte sous l'effort tranchant.

#### Calcul numérique :

Travée de rive :

$$V_{pl,RD} = \frac{\eta \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1.2 \times 1.64 \times 0.02 \times 355}{\sqrt{3}} = 8.06 \text{ MN}$$

$$V_{pl,RD} = 8.06 \text{ MN} \rightarrow V_{ED} \leq V_{pl,RD}, \text{ condition vérifiée.}$$

Travée intermédiaire :

$$V_{pl,RD} = \frac{\eta \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1.2 \times 2.28 \times 0.02 \times 355}{\sqrt{3}} = 11.22 \text{ MN}$$

$$V_{pl,RD} = 8.06 \text{ MN} \rightarrow V_{ED} \leq V_{pl,RD}, \text{ condition vérifiée.}$$

**Eurocode3 1993-1-5**, stipule que lorsque l'âme devient trop élancée, elle risque de voiler sous l'action de  $V_{ED}$ , la condition suivante doit être satisfaite :

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31 \times \varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k\tau}$$

Avec :

- $k_{\tau}$  : coefficient de voilement

Pour une âme dépourvue de raidisseurs longitudinaux, le coefficient de voilement est déterminé de la manière suivante :

$$\frac{a}{hw} \geq 1$$

$$k_{\tau} = 5.34 + 4 \times \left(\frac{hw}{a}\right)^2$$

Avec :

- $a$  : la distance entre les raidisseurs transversaux.

**Travée de rive :** Dans cette travée, les raidisseurs verticaux sont disposés au droit de chaque entretoise :  $a = 6.4\text{m}$ .

$$k_{\tau} = 5.34 + 4 \times \left(\frac{1.64}{6.4}\right)^2 = 5.60$$

$$\frac{hw}{tw} = \frac{1.64}{0.02} = 82$$

$$\frac{31 \times \varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k_{\tau}} = \frac{31 \times 0.82}{1.2} \times \sqrt{5.60} = 49.51$$

$$\Rightarrow \frac{hw}{tw} > \frac{31 \times \varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k_{\tau}}$$

Condition non satisfaite, il y a un risque de voilement de l'âme raidie par les raidisseurs verticaux. Elle doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement :

$$V_{ED} \leq V_{b,RD}$$

La résistance au voilement est donnée par l'expression ci-dessous :

$$V_{b,RD} = V_{bw,RD} + V_{bf,RD} \leq \frac{\eta \times hw \times tw \times fy}{\gamma M0 \times \sqrt{3}}$$

- $V_{bf,RD}$  représente la contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement, selon le guide méthodologique Eurocode 3 et 4, la contribution s'élève à 3%, ce qui est négligeable par rapport à celle de l'âme.
- $V_{bw,RD}$  représente la contribution de l'âme à la résistance par cisaillement.

$$V_{bw,RD} = \frac{\chi_w \times hw \times tw \times fy}{\gamma M1 \times \sqrt{3}}$$

- $\chi_w$  : Coefficient de Contribution de l'âme au voilement.

Le coefficient de contribution  $\chi_w$  est obtenu à partir du **tableau 5.1 EN1993-1-5**, en fonction de l'élancement  $\overline{\lambda}_w$ .

$$\overline{\lambda}_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{fy}{\tau_{cr}}}$$

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_{\tau}$$

- $\sigma_E$  : contrainte critique d'Euler.

$$\begin{aligned}\sigma_E &= 1,9 \cdot 10^5 \times \left(\frac{tw}{hw}\right)^2 \\ \sigma_E &= 1,9 \cdot 10^5 \times \left(\frac{0,02}{1,64}\right)^2 = 28,25 \text{ MPa} \\ \tau_{cr} &= 28,25 \times 5,60 = 158,23 \text{ MPa} \\ \bar{\lambda}_w &= 0,76 \times \sqrt{\frac{355}{158,23}} = 1,138\end{aligned}$$

D'après l'EN1993-1-5, pour des montants d'extrémité non rigides,  $\chi_w$  est déterminé avec la formule suivante :

$$\begin{aligned}\chi_w &= \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,729 \\ V_{b,Rd} &= \frac{0,72 \times 355 \times 0,02 \times 1,64}{1 \times \sqrt{3}} = 4,90 \text{ MN}\end{aligned}$$

$$V_{b,Rd} = 4,90 \text{ MN} > V_{ED} = 3,23 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement, alors la section en appui est justifiée à l'effort tranchant.

**Travée intermédiaire :** Dans cette travée, les raidisseurs verticaux sont disposés au droit de chaque entretoise :  $a = 6,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned}k\tau &= 5,34 + 4 \times \left(\frac{2,28}{6,4}\right)^2 = 5,85 \\ \frac{hw}{tw} &= \frac{2,28}{0,02} = 114 \\ \frac{31 \times \varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k\tau} &= \frac{31 \times 1,14}{1,2} \times \sqrt{5,85} = 71,23 \\ \Rightarrow \frac{hw}{tw} &> \frac{31 \times \varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k\tau}\end{aligned}$$

Condition du non voilement est non satisfaite, il y a un risque de voilement de l'âme raidie par les raidisseurs verticaux. Elle doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement

$$V_{ED} \leq V_{b,RD}$$

Calcul de la résistance au voilement :

La contrainte critique d'Euler  $\sigma_E = 1,9 \cdot 10^5 \times \left(\frac{0,02}{2,28}\right)^2 = 14,61 \text{ MPa}$

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k\tau = 14,61 \times 5,85 = 85,47$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \times \sqrt{\frac{355}{85,47}} = 1,549$$

Contribution de l'âme au voilement  $\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,549} = 0,536$

$$V_{b,Rd} = \frac{0.536 \times 355 \times 0.02 \times 2.28}{1 \times \sqrt{3}} = 5.01 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow V_{b,Rd} = 5.01 \text{ MN} > V_{ED} = 4.01 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement, alors la section en appui est justifiée à l'effort tranchant.

### VII.7.2.3. Justification des sections sous interaction moment et effort tranchant :

Selon l'EN1993-1-1, lorsqu'il existe un effort tranchant, il convient de prendre en compte son incidence sur le moment résistant. Pour une poutre isostatique en appui cette vérification n'est pas nécessaire car le moment est nul, nous allons donc nous limiter à vérifier les sections en travée.

L'effort tranchant sollicitant ne doit pas dépasser la moitié de la résistance de la section, soit :

$$V_{ED} < 0,5 \times V_{b,RD}$$

#### Travée de rive :

À  $X = 8.5$  m, la valeur de l'effort tranchant  $V_{ED}$  est de 1.72 MN.

$$V_{ED} = 1.72 \text{ MN} < 0,5 \times V_{b,RD} = 2.45 \text{ MN}$$

#### Travée intermédiaire :

À  $X = 10$  m, la valeur de l'effort tranchant  $V_{ED}$  est de 2,38 MN.

$$V_{ED} = 2.38 \text{ MN} < 0,5 \times V_{b,RD} = 2.505 \text{ MN}$$

L'effort tranchant  $V_{ED}$  est inférieur à la moitié de la résistance plastique. Son effet sur le moment résistant peut-être négligé.

### VII.7.3. Analyse élastique :

Quelle que soit la classe d'une section, elle peut être justifiée par une analyse élastique. Par rapport à l'analyse plastique précédente, seule la justification en flexion est à reprendre. Pour cela, nous allons vérifier successivement que les contraintes de l'acier  $\sigma_a$  et du béton  $\sigma_b$  sont inférieures aux contraintes admissibles :

- $\sigma_{s,inf} \leq f_y / \gamma_{M0}$  (semelle inférieure),
- $\sigma_{s,sup} \leq f_y / \gamma_{M0}$  (semelle supérieure),
- $\sigma_b \leq f_{ck} / \gamma_{M0} = 20 \text{ MPa}$  (béton)

Les tableaux VII.36, VII.37, VII.38, VII.39 et VII.40 regroupent la distribution des contraintes finales à ELU dans chaque section, obtenue après la superposition des contraintes pour chaque phase.

**Travée de rive :**

La section d'about :  $x = 8.5m$  :

Tableau VII. 38. Contraintes finale- section d'about de la travée de rive -ELU

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	138.46	90.89	/	/
Superstructure	37.07	91.74	- 3,32	- 2,07
Retrait	67.55	12.16	- 0.68	- 1.53
Température	22.69	2.97	- 0.015	- 0.559
Charge d'expl	15.82	130.27	- 6,93	- 2,63
<b>Total</b>	<b>281.59</b>	<b>328.03</b>	<b>- 10.94</b>	<b>- 6.79</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>345</b>	<b>345</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

La section à mi- travée  $x= 16m$  :

Tableau VII. 39. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée de rive -ELU

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	139.59	89.59	/	/
Superstructure	46.11	90.34	- 3,90	- 2,57
Retrait	58.52	9.75	- 0.93	- 1.73
Température	20.91	2.46	- 0.094	- 0.614
Charge d'expl	22.62	129.41	- 8,25	- 3,77
<b>Total</b>	<b>287.75</b>	<b>321.55</b>	<b>- 13.17</b>	<b>- 8.68</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>345</b>	<b>335</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

**Travée intermédiaire :**

La section d'about  $x=10m$  :

Tableau VII. 40. Contraintes finale- section d'about de la travée intermédiaire -ELU

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	94,38	54,16	/	/
Superstructure	63,63	78,02	- 3,98	- 3,04
Retrait	53,94	9,86	- 1.14	- 1.72
Température	33,32	4,29	- 0.190	- 0.574
Charge d'expl	31,46	79,68	- 6,53	- 4,17
<b>Total</b>	<b>276,71</b>	<b>226,01</b>	<b>- 11.84</b>	<b>- 9.50</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>345</b>	<b>335</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

La section intermédiaire  $x=16$  m :

Tableau VII. 41. Contraintes finale- section intermédiaire de la travée intermédiaire -ELU

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	72,89	46,08	/	/
Superstructure	71,82	80,30	- 3,98	- 3,04
Retrait	53,94	9,86	- 1.64	- 2.15
Température	28,79	3,63	- 0.360	- 0.718
Charge d'expl	39,19	85,64	- 6,53	- 4,17
<b>Total</b>	<b>266,62</b>	<b>225,51</b>	<b>- 12.51</b>	<b>- 10.07</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>345</b>	<b>325</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

La section à mi- travée  $x=22.5$  m :

Tableau VII. 42. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée intermédiaire -ELU

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	75,74	49,46	/	/
Superstructure	73,16	78,95	- 4,06	- 3,11
Retrait	53,94	9,86	- 1.85	- 1.72
Température	26,99	3,42	- 0.437	- 0.783
Charge d'expl	41,57	85,52	- 6,93	- 4,54
<b>Total</b>	<b>271,38</b>	<b>227,21</b>	<b>- 13.27</b>	<b>- 10.15</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>335</b>	<b>325</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

Les contraintes calculées sont tous inférieures à la limite d'élasticité, donc en conclusion, nous pouvons confirmer que nos différentes sections ont été justifiées par l'analyse élastique.

#### VII.7.4. Vérification de la résistance à l'instabilité :

La vérification de poutres fléchées vis-à-vis l'instabilité consiste à vérifier :

- le déversement.
- le voilement.

##### VII.7.4.1. Vérification au déversement :

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs et les poutres sont entretoisés tous les 6.4 mètres par des profilés normalisés. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métalliques.

##### VII.4.8.2. Vérification du voilement :

Dans la rubrique VII.7.2.2 nous avons bien vérifié le voilement et nous avons prouvé qu'il n'y a pas de risque de voilement.

**Conclusion :** la vérification de la résistance à l'instabilité des poutres est vérifiée.

**VII.8. JUSTIFICATIONS DES SECTIONS A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :**

**VII.8.1.Limitation des contraintes :**

La limitation des contraintes  $\sigma_{Ed,ser}$  et  $\tau_{Ed,ser}$  résultant des combinaisons de charges caractéristiques est donnée par **NF EN 1993-2** :

**VII.8.1.1.Contraintes normales :**

Sous la combinaison caractéristique de l'ELS, les contraintes normales dans la charpente métallique et dans le béton doivent vérifier les conditions ci-dessous :

- $\sigma_{Ed,ser} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$  , avec :  $\gamma_{M,ser}=1.15$
- $\sigma_C \leq 0,6 f_{ck} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$

Les tableaux VII.43, VII.44, VII.45, VII.46 et VII.47 regroupent la somme des contraintes  $\sigma_{Ed,ser}$  et  $\sigma_C$  obtenues dans les différentes phases.

**Travée de rive :**

La section d'about  $x = 8.5\text{m}$  :

**Tableau VII. 43. Contraintes finale- section d'about de la travée de rive -ELS**

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	102.57	67.33	/	/
Superstructure	27.46	67.96	- 2,46	- 1,53
Retrait	67.55	12.16	- 0.68	- 1.53
Température	15.22	1.98	- 0.010	- 0.37
Charge d'expl	11.72	96.5	- 5,13	- 1,95
<b>Total</b>	<b>224.52</b>	<b>245.93</b>	<b>- 8.28</b>	<b>- 5.38</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>18</b>	<b>18</b>

La section à mi- travée  $x=16 \text{ m}$  :

**Tableau VII. 44. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée de rive -ELS**

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	103.40	66.37	/	/
Superstructure	34.16	66.92	- 2,89	- 1,90
Retrait	58.52	9.75	- 0.93	- 1.73
Température	13.94	1.64	- 0.063	- 0.41
Charge d'expl	16.76	95.86	- 6,11	- 2,79
<b>Total</b>	<b>226.78</b>	<b>240.54</b>	<b>- 9.99</b>	<b>- 6.83</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>300</b>	<b>291.30</b>	<b>20</b>	<b>20</b>

**Travée intermédiaire :**

La section d'about x=10 m :

**Tableau VII. 45. Contraintes finale- section d'about de la travée intermédiaire -ELS**

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	69,91	40,12	/	/
Superstructure	47,13	57,79	- 2,62	- 1,96
Retrait	53,94	9,86	- 1,14	- 1,72
Température	22,21	2,86	- 0,127	- 0,382
Charge d'expl	23,30	59,02	- 3,88	- 2,33
<b>Total</b>	<b>216,49</b>	<b>169,65</b>	<b>- 7,76</b>	<b>- 6,39</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>300</b>	<b>291.30</b>	<b>18</b>	<b>18</b>

La section intermédiaire x=16 m :

**Tableau VII. 46. Contraintes finale- section intermédiaire de la travée intermédiaire -ELS**

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	53,99	34,13	/	/
Superstructure	53,20	59,48	- 2,95	- 2,25
Retrait	43,18	7,83	- 1,64	- 2,15
Température	19,19	2,42	- 0,24	- 0,47
Charge d'expl	29,03	63,44	- 4,84	- 3,09
<b>Total</b>	<b>198,59</b>	<b>167,3</b>	<b>- 9,67</b>	<b>- 7,96</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>300</b>	<b>282.61</b>	<b>18</b>	<b>18</b>

La section à mi- travée x=22.5:

**Tableau VII. 47. Contraintes finale- section à mi- travée de la travée intermédiaire -ELS**

Charge	Contrainte [MPa]			
	Acier		Béton	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieure
Poids propre	56,10	36,64	/	/
Superstructure	54,19	58,48	- 3,01	- 2,30
Retrait	39,24	7,18	- 1,85	- 2,33
Température	17,99	2,28	- 0,29	- 0,52
Charge d'expl	30,79	63,35	- 5,13	- 3,36
<b>Total</b>	<b>198,31</b>	<b>167,93</b>	<b>- 10,28</b>	<b>- 8,51</b>
<b><math>\sigma</math> admissible</b>	<b>291.30</b>	<b>282.61</b>	<b>18</b>	<b>18</b>

Nous constatons que les contraintes normales dans la charpente et dans le béton sont toutes inférieures aux contraintes admissibles.

**VII.8.1.2. Contraintes de cisaillement :**

Les contraintes de cisaillement dans la charpente métallique doivent vérifier les conditions ci-dessous :

$$\tau Ed, ser \leq \frac{fy}{\sqrt{3} \times \gamma M, ser}$$

Nous allons nous limiter à la vérification de la section la plus défavorable, c'est-à-dire la section au niveau des appuis de rive PH1. La contrainte de cisaillement maximale appliquée est calculée selon la formule de Jourawski au niveau de l'âme de la poutre, tout en tenant compte du phasage de la construction. Les différentes contraintes sont combinées à l'ELS caractéristique :

$$\tau Ed, ser = \frac{VEd, ser \times \mu}{b \times I}$$

- VEd,ser : Effort tranchant de calcul obtenu à partir de l'analyse élastique non fissuré.
- I : Moment d'inertie de la section résistante.
- B : Largeur de la partie résistante majoritairement à l'effort tranchant  $b=tw=0,02m$ .
- M : Moment statique de la partie supérieure de la section mixte.

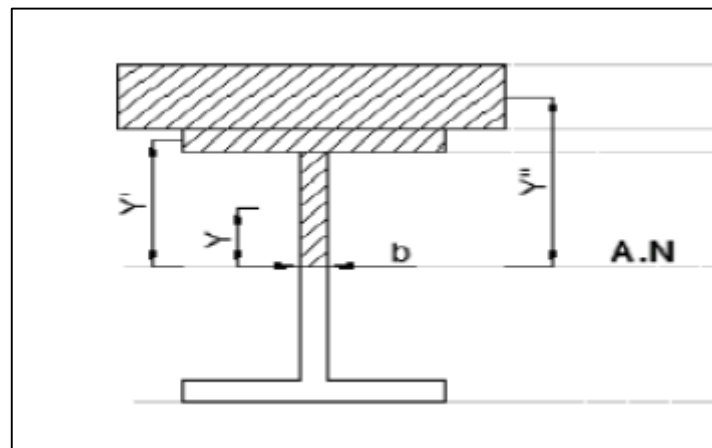


Figure VII. 8. Paramètre de calcul du moment statique

**Section mixte :**

$$\mu = \frac{beff \times hc}{n} \times y'' + bs \times ts \times y' + Aw, sup \times y$$

$$S = \frac{beff \times hc}{n} \times eb + bs \times ts \times \left( eb - \frac{hc}{2} - \frac{ts}{2} \right) + tw \times \frac{\left( eb - \frac{hc}{2} - ts \right)^2}{2}$$

**Travée de rive :**

- **Charge à longue durée d'application (superstructure) n = 18 :**

$$S = \frac{3.67 \times 0.3}{18} \times 0.639 + 0.6 \times 0.02 \times \left( 0.639 - \frac{0.3}{2} - \frac{0.02}{2} \right) + 0.02 \times \frac{\left( 0.639 - \frac{0.3}{2} - 0.02 \right)^2}{2}$$

$$S = 0.0390 + 0.0057 + 0.00219 = 0.0468 m^3$$

- **Charge à court durée d'application (charge d'exploitation) n = 6 :**

$$S = \frac{3.67 \times 0.3}{6} \times 0.334 + 0.6 \times 0.02 \times \left(0.334 - \frac{0.3}{2} - \frac{0.02}{2}\right) + 0.02 \times \frac{\left(0.334 - \frac{0.3}{2} - 0.02\right)^2}{2}$$

$$S = 0.0612 + 0.00208 + 0.000268 = 0.0635 \text{ m}^3$$

**Charpente métallique :**

$$S = bs \times ts \times \left(v - \frac{ts}{2}\right) + tw \times \frac{(v - ts)^2}{2}$$

$$S = 0.6 \times 0.02 \times \left(1.0263 - \frac{0.02}{2}\right) + 0.02 \times \frac{(1.0263 - 0.02)^2}{2} = 0.0223 \text{ m}^3$$

Tableau VII. 48. Synthèse des contraintes de cisaillement-travée de rive-

Contrainte de cisaillement						
Charge	Coefficient d'équivalence	Moment statique (m <sup>3</sup> )	Moment d'inertie (m <sup>4</sup> )	V <sub>Ed,ser</sub> (KN)	b (m)	τ <sub>Ed,ser</sub> (MPa)
Phase 1	-	0.0223	0.0329	0.5120	0.02	17.35
Superstructure	18	0.0468	0.0793	0.7375	0.02	21.76
Exploitation	6	0.0635	0.1064	1.0867	0.02	32.42
					<b>Total</b>	<b>71.53</b>

$$\tau_{Ed,ser} = 72.51 \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}} = \frac{355}{\sqrt{3} \times 1} = 204.95 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Travée intermédiaire :**

- **Charge à longue durée d'application (superstructure) n=18 :**

$$S = \frac{3.67 \times 0.3}{18} \times 1.0404 + 0.6 \times 0.03 \times \left(1.0404 - \frac{0.3}{2} - \frac{0.03}{2}\right) + 0.03 \times \frac{\left(1.0404 - \frac{0.3}{2} - 0.03\right)^2}{2}$$

$$S = 0.0636 + 0.01575 + 0.0111 = 0.09045 \text{ m}^3$$

- **Charge à court durée d'application (charge d'exploitation) n=6 :**

$$S = \frac{3.67 \times 0.3}{6} \times 0.6002 + 0.6 \times 0.03 \times \left(0.6002 - \frac{0.3}{2} - \frac{0.03}{2}\right) + 0.03 \times \frac{\left(0.6002 - \frac{0.3}{2} - 0.03\right)^2}{2}$$

$$S = 0.1101 + 0.0078 + 0.00265 = 0.12055 \text{ m}^3$$

**Charpente métallique :**

$$S = bs \times ts \times \left(v - \frac{ts}{2}\right) + tw \times \frac{(v - ts)^2}{2}$$

$$S = 0.6 \times 0.03 \times \left(1.4931 - \frac{0.03}{2}\right) + 0.03 \times \frac{(1.4931 - 0.03)^2}{2} = 0.0587 \text{ m}^3$$

Tableau VII. 49.Synthèse des contraintes de cisaillement-travée intermédiaire-

Contrainte de cisaillement						
Charge	Coefficient d'équivalence	Moment statique (m <sup>3</sup> )	Moment d'inertie (m <sup>4</sup> )	V <sub>Ed,ser</sub> (KN)	b (m)	τ <sub>Ed,ser</sub> (MPa)
Phase 1	-	0.0587	0,0890	0.5442	0.03	11,96
Superstructure	18	0.09045	0,1940	1.03279	0.03	16,05
Exploitation	6	0.12055	0,2713	1.01317	0.03	15,01
					<b>Total</b>	<b>43,02</b>

$$\tau_{Ed,ser} = 43.02 \leq \frac{fy}{\sqrt{3} \times \gamma M,ser} = \frac{355}{\sqrt{3} \times 1} 204.95 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.8.1.3. Interaction contrainte de cisaillement et contrainte normale :

L'interaction entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale dans la charpente métallique doit vérifier la condition suivante :

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{fy}{\gamma M,ser}$$

**Application numérique :**

#### Travée de rive :

$$\sqrt{245.93^2 + 3 \times 71.53^2} = 275.37 \leq \frac{355}{1} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Travée intermédiaire :

$$\sqrt{216.49^2 + 3 \times 43.02^2} = 220.73 \leq \frac{355}{1} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.8.2. Respiration de l'âme :

A chaque passage de véhicules sur le pont, l'âme se déforme légèrement hors de son plan, suivant l'allure de la déformée du premier mode critique de voilement, avant de revenir à sa position initiale. Cette déformation répétée, appelée respiration de l'âme, est susceptible de générer des fissures de fatigue à la jonction âme/semelle ou âme/raidisseur vertical.

Selon le guide méthodologique Eurocode 3 et 4, pour les âmes dépourvues de raidisseurs longitudinaux (ou pour un sous-panneau d'âme raidie), les risques de respiration de l'âme sont négligeables si :

$$\left(\frac{hw}{tw}\right)_{max} \leq \min(30 + 4 \times L, 300)$$

Avec :

- h<sub>w</sub> : hauteur de l'âme.
- t<sub>w</sub> : épaisseur de l'âme.
- L : longueur d'une travée.

**Dans notre cas :**

Pour L = 33m  $\Rightarrow$   
 $\min(30+4 \times 33, 300) = 162 \rightarrow \left(\frac{hw}{tw}\right)_{max} = \frac{1.64}{0.02} = 82 \leq 162$  Condition vérifiée.

Pour L= 45m,  $\Rightarrow$   
 $\min(30+4 \times 45, 300) = 210 \rightarrow \left(\frac{hw}{tw}\right)_{max} = \frac{2.28}{0.03} = 76 \leq 162$  Condition vérifiée.

**VII.8.3. Contrôle des déplacements :**

On va présenter les flèches associées aux charges permanentes, obtenus à partir des modèles spécifiques à la section de mi- travée, ce contrôle sert à la vérification du confort des voyageurs et de la sécurité de la voie :

- Travée de rive :
  - Poids propre de la structure métallique : 12 mm ;
  - Poids de la dalle appliqué sur la structure métallique : 42 mm ;
  - Poids de la superstructure : 80 mm
  - $\Rightarrow$  La Contre flèche adoptée est : 134 mm.
- Travée intermédiaire :
  - Poids propre de la structure métallique : 20 mm ;
  - Poids de la dalle appliqué sur la structure métallique : 44 mm ;
  - Poids de la superstructure : 86 mm ;
  - $\Rightarrow$  La Contre flèche adoptée est :  $(20+44+86) = 150$  mm.

**VII.9. LES CONNECTEURS :**

Un goujon est un connecteur souple, soudé sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. Il est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre et d'une tête.

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

Hypothèses :  $\varnothing=22\text{mm}$  ;  $h=180$  mm limite élastique garantie : 350 N/mm

- **La résistance d'un goujon à l'ELU :**

$$R_1 = \frac{67d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.30} = \frac{67 \times 22^2 \sqrt{30}}{1.30} = 136.6 \text{KN}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.0} = \frac{0.7\pi \frac{22^2}{4} 350}{1.0} = 93.13 \text{KN}$$

- $R_1$  : correspond à l'écrasement du béton.
- $R_2$  : correspond à la rupture de l'acier du connecteur

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée  $R_d$ , est obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \min(R_1, R_2)$$

$$R_d = 931.32 \text{ KN}$$

Condition technologique : Les goujons sont entièrement dans la zone comprimée.

**Acier** : La section remarquable se trouve à mi travée.

➤ Pour la travée de rive :

$$F_A = \frac{\sum A\sigma_e}{1.05} = \frac{0.6 \times 0.03 \times 345 + 0.7 \times 0.06 \times 335 + 1.61 \times 0.02 \times 345}{1.05}$$

$$F_A = 29894.28 \text{ KN}$$

**Béton** :

$$F_B = \frac{0.85 \times 30 \times 3.67 \times 0.3}{1.5} = 18.717 \text{ MN} = 18717 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = F_B = 18717 \text{ KN}$$

**Nombre de goujons** :

$$N = \frac{18717}{93.13} = 201 \text{ goujons/poutre/2}$$

➤ Pour la travée intermédiaire :

**Acier** :

$$F_A = \frac{\sum A\sigma_e}{1.05} = \frac{0.75 \times 0.05 \times 335 + 0.9 \times 0.08 \times 325 + 2.22 \times 0.02 \times 345}{1.05}$$

$$F_A = 48838.57 \text{ KN}$$

**Béton** :

$$F_B = \frac{0.85 \times 30 \times 3.67 \times 0.3}{1.5} = 18.717 \text{ MN} = 18717 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = F_B = 18717 \text{ KN}$$

**Nombre de goujons** :

$$N = \frac{18717}{93.13} = 201 \text{ goujons/poutre/2}$$

**VII.10. VERIFICATION DE L'ENTRETOISE :**

La vérification des contraintes doit satisfaire la condition suivante :  $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$

➤ **Pour la travée de rive :**

• **Entretoise d'about :**

Les entretoises d'about, dans notre cas, sont des poutres en acier de type HEB 800 qui a une limite élastique de 345 MPa.

Etant donné  $\sigma_{Ed} = 134.35\text{MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

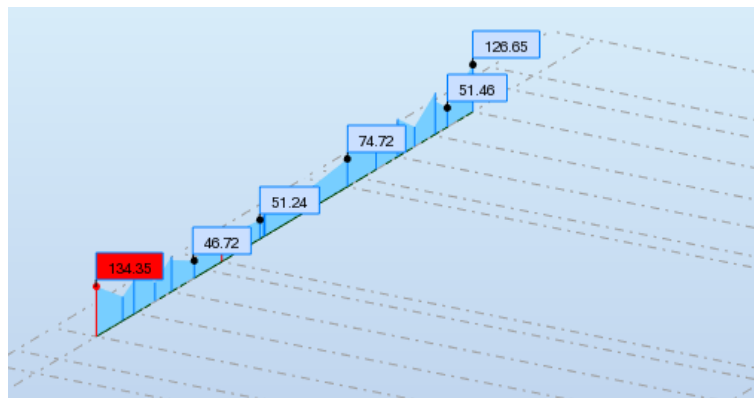


Figure VII. 9. Diagramme des contraintes. Entretoise d'about (travée de rive)

• **Entretoise courante :**

Les entretoises courantes, dans notre cas, sont des poutres en acier de type IPE400 qui ont une limite élastique de 345MPa.

Etant donné  $\sigma_{Ed} = 82.36 \text{MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

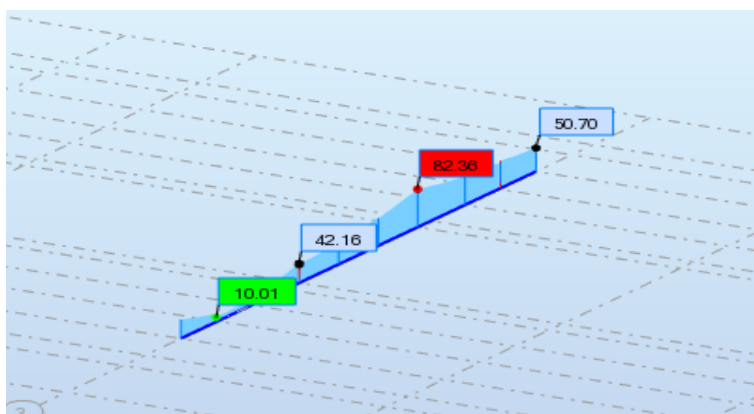


Figure VII. 10. Diagramme des contraintes. Entretoise intermédiaire (travée de rive)

➤ **Pour la travée intermédiaire :**

• **Entretoise d'about :**

Les entretoises d'about, dans notre cas, sont des poutres en acier de type HEB 800 qui a une limite élastique de 345 MPa.

Etant donné  $\sigma_{Ed} = 29.43 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

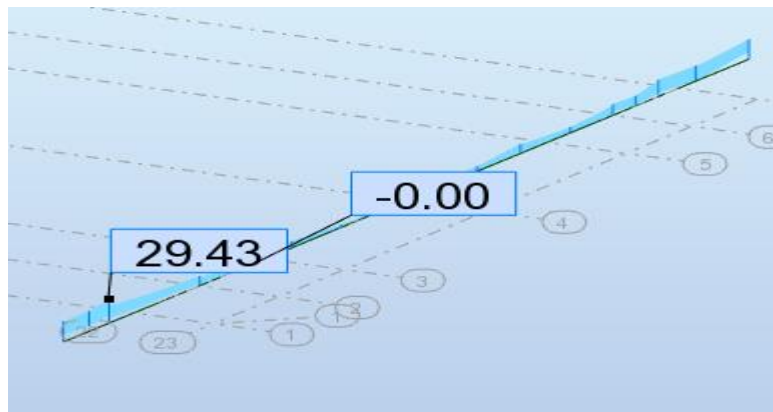


Figure VII. 11. Diagramme des contraintes. Entretoise d'about (travée intermédiaire)

• **Entretoise courante :**

Les entretoises courantes dans notre cas sont des poutres en acier de type IPE600 qui a une limite élastique de 345 MPa.

Etant donné  $\sigma_{Ed} = 78.05 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

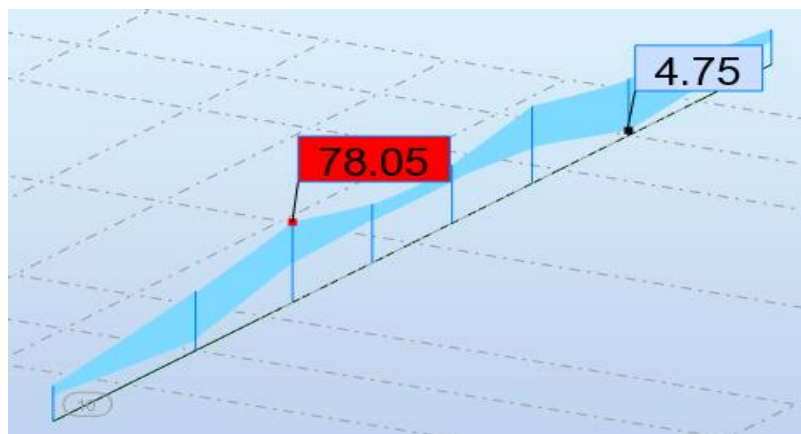


Figure VII. 12. Diagramme des contraintes. Entretoise intermédiaire (travée intermédiaire)

**VII.11. Etude de la dalle :**

La dalle en béton armé sert de couverture pour le pont. Elle est destinée à recevoir diverses charges (charges permanentes et les charges permanentes supplémentaires) et les Surcharges ferroviaires, puis à transmettre ces dernières aux poutres, en assurant la répartition transversale des efforts.

On cherchera ici à déterminer les moments transversaux  $M_x$  et  $M_y$  en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales.

Pour le dimensionnement des armatures transversales et longitudinales, on détermine les moments transversaux  $M_x$  et  $M_y$ .

**VII.10.1. Calcul des moments de la dalle :**

Le calcul des moments a été effectué à l'aide du logiciel « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL ».

- Dans le sens longitudinal, la valeur du moment est  $M_{YY}$  ;
- Dans le sens transversal, la valeur du moment est  $M_{XX}$ .

Le Tableau VII.50 présente le moment à considérer pour le calcul de ferrailage de chaque nappe dans les deux directions.

**Tableau VII. 50. Les moments longitudinaux et transversaux de la dalle**

Sens		Longitudinal ( $M_{YY}$ )	Transversale ( $M_{XX}$ )
ELU	Max (KN.m)	228.41	200.33
	Min (KN.m)	- 89.92	- 84.92
ELS	Max (KN.m)	168.79	148.41
	Min (KN.m)	- 66.17	- 62.41

**VII.10.2. Ferrailage vis-à-vis l'état limite ultime de flexion :**

Pour le ferrailage de la dalle, on a utilisé logiciel de calcul ROBOT EXPERT 2010 (voir ANNEXE F

**Tableau VII. 51.Ferrailage de la dalle**

Sens	Nappe	As (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Longitudinal	Inférieure	23.8	8HA25	39.27	12.5
	Supérieure	8.6	8HA12	9.05	
Transversal	Inférieure	20.6	8HA20	25.13	12.5
	Supérieure	8.2	8HA12	9.05	

**NB :** pour les vérifications des contraintes de la dalle voir ANNEXE F

### **VII.12. CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons détaillé les différentes étapes à suivre afin de déterminer les sollicitations internes des poutres principales et les différentes justifications nécessaires stipulées dans les Eurocodes 3 et 4.

Dans la partie justification, nous avons prouvé que nos sections sont capables de développer leurs moments résistants plastiques donc une justification en plasticité s'est avérée nécessaire.

Ensuite, nous avons étudié les connecteurs, qui constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, d'où l'importance de rester vigilant en les calculant, afin de se prémunir de tout risque de rupture brutale.

Enfin, nous avons procédé au calcul du ferrailage de la dalle à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010.

**CHAPITRE VIII :**  
**LES EQUIPEMENTS DU**  
**TABLIER**

## CHAPITRE VIII : LES EQUIPEMENTS DU TABLIER

### VIII.1. INTRODUCTION :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage, ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans ce chapitre, nous allons faire le dimensionnement de l'ensemble des équipements nécessaires qui constituent le tablier tel que l'appareil d'appui et le joint garde ballast.

### VIII.2. LES APPAREILS D'APPUI :

Les tabliers de ponts reposent, généralement, sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, l'objectif de ces appareils est de :

- Transmettre les charges verticales et horizontales de la superstructure aux piles et aux culés provenant du tablier ;
- Permettre de libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

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

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métallique.

Dans notre cas, les appareils d'appui utilisés sont des appareils en élastomère fretté.

#### VIII.2.1. Les appareils d'appui en élastomère fretté :

Ils sont constitués par empilage de feuilles d'élastomère (en générale, du néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre tôles et néoprène étant obtenue par « adhésion » au moment de la vulcanisation.

Dans le cas usuels, l'épaisseur de feuillet élastomère est à choisir parmi les valeurs standards 8, 10,12 ou 20. Celles-ci correspondant aux frettes d'épaisseur respective de 2, 3,3 et 4 mm.

La désignation de l'appareil d'appuis est :  $a \times b \times n(t_i+t_s)$ ,

Avec :

- $n$  : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.
- $t_i$  : épaisseur d'une feuille élémentaire.
- $t_s$  : épaisseur d'une frette intermédiaire.
- $a$  : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- $b$  : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

#### VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement de l'appareil d'appui se fait selon le guide technique SETRA. La figure VIII.1 présente les paramètres définissant l'appareil d'appui à déterminer tel que :

- T : Epaisseur totale de l'élastomère.
- n : nombre de feuillets élémentaire d'élastomère.
- ti : épaisseur nominal d'une feuille élémentaire d'élastomère
- ts : épaisseur d'une frette élémentaire
- e : enrobage.

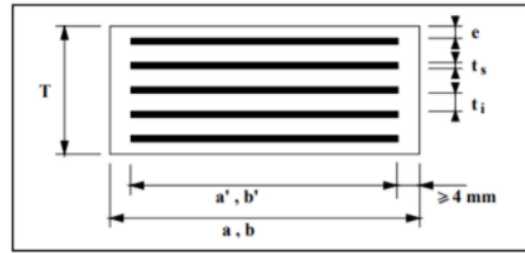


Figure VIII.1. Composition schématique d'un appareil d'appui.

### VIII.2.2.1. Détermination de la section :

La section de l'appareil d'appui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\sigma_{adm}$  : effort normal agissant sur l'appareil d'appui ;
- $R_{max}$  : effort normal maximal agissant sur l'appareil d'appui,  $R_{max} = 3.23 \text{ MN}$ .(travée de rive) et  $R_{max} = 4.01 \text{ MN}$ .(travée intermédiaire) ;
- a et b : dimension en plan de l'appareil d'appui tel que  $a < b$ .

$$a \times b \geq 0.215 \text{ m}^2 \text{ (Travée de rive)}$$

$$a' \times b' \geq 0.267 \text{ m}^2 \text{ (Travée intermédiaire)}$$

On choisit :

$$a = 50 \text{ cm et } b = 60 \text{ cm}$$

$$a' = 55 \text{ cm et } b' = 65 \text{ cm}$$

### VIII.2.2.2. hauteur nette de l'élastomère :

La hauteur de l'élastomère doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq \frac{U}{0.5}$$

Avec :

- $U_1$  : déformation lente (retrait, fluage, température) = 16 mm (travée de rive)
- $U_1'$  : déformation lente (retrait, fluage, température) = 22 mm (travée intermédiaire)

Donc :

$$T \geq 32 \text{ mm}$$

$$T' \geq 44 \text{ mm}$$

On prend, pour notre projet, les hauteurs suivantes :  $T = 60 \text{ mm}$  et  $T' = 75 \text{ mm}$ .

- Vérification de la condition de non voilement :

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

Pour notre cas :

$$50 \leq T = 60 \leq 100 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$55 \leq T' = 75 \leq 110 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes :**

Le dimensionnement aux frettes doit répondre aux conditions suivantes :

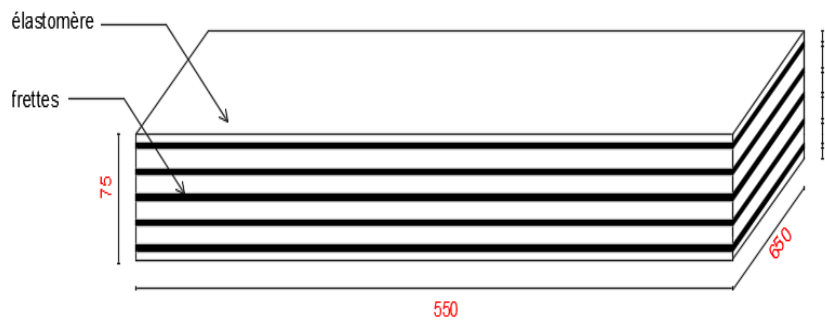
$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2mm$$

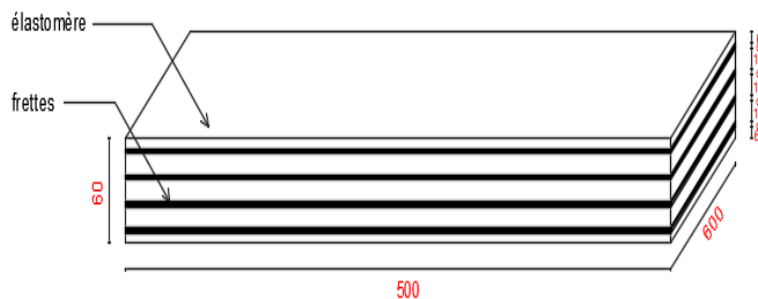
Avec :  $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$  et  $\beta = \frac{a \times b}{2G(a+b)}$

**Tableau VIII. 1. Les dimensions des appareils d'appuis**

Paramètre	Travée de rive	Travée intermédiaire
$\sigma_e$ , (MPa)	235	235
$\sigma_m$ , (MPa)	10.76	11.21
N	3	5
$t_i$ , (mm)	12	12
B	15.15	16.55
$t_s$ , (mm)	3	3
E	6	6
Le résultat, (mm <sup>3</sup> )	500 x 600 x 60	550 x 650 x 75



**Figure VIII. 2. Appareil d'appui pour de la travée intermédiaire**



**Figure VIII. 3. Appareil d'appui pour de la travée de rive**

### VIII.2.3. Calcul des efforts horizontaux :

#### VII.2.3.1. Effort de freinage et de démarrage :

Comme nous l'avons définie dans le chapitre V, l'effort de freinage pour le modèle sw/2 est calculé comme suit :

$$\text{Travée de rive : } Q = 35 \left( \frac{KN}{m} \right) \times L(m) = 1120 \text{ KN}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Q = 35 \left( \frac{KN}{m} \right) \times L(m) = 1540 \text{ KN}$$

L'effort de démarrage pour le modèle LM71 est calculé comme suit :

$$Q = 33 \left( \frac{KN}{m} \right) \times L(m) = 1000 \text{ KN}$$

Ces deux charges sont multipliées par un coefficient réducteur égal à 0.7.

#### VII.2.3.2. Effort de lacet :

La valeur caractéristique pour l'effort de lacet est prise égale à 100 KN.

#### VII.2.3.3. Effort due au séisme :

On applique l'effort inertiel du tablier induit lors d'un séisme :

$$\text{Travée de rive : } E = 0.4 * 9.3356 = 3.73 \text{ MN}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } E = 0.4 * 13.744 = 5.49 \text{ MN}$$

### VIII.2.3. Vérification de dimensionnement :

Quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faite pour les appareils d'appuis en élastomère fretté. La vérification est faite selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).

#### VIII.2.3.1 Stabilité au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\gamma_s P_u < P_c$$

Avec :

- $\gamma_s = 3$  : coefficient partiel de sécurité.
- $P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous combinaison d'état limite ultime.
- $P_c$  : la charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4GBS^2 d/h$$

Avec :

- $B$  : aire nominale en plan de l'appui ( $B = a \times b$ )
- $d$  : somme d'une épaisseur d'une frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- $h$  : hauteur total de l'appareil d'appui.
- $G$  : module de cisaillement
- $S$  : facteur de forme :  $S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)}$

**Tableau VIII. 2.stabilité au flambement**

	<b>Travée de rive</b>	<b>Travée intermédiaire</b>
S	11.36	14.89
h,(m)	0.06	0.075
B(m)	0.3	0.357
P <sub>c</sub> (MN)	34.84	56.98
P <sub>u</sub> (MN)	3.32	4.01
γ <sub>s</sub> x P <sub>u</sub> (MN)	9.96	12.03
γ <sub>s</sub> x P <sub>u</sub> ≤ P <sub>c</sub>	<b>Condition vérifiée</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**VIII.2.3.2 Résistance à la compression :**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15MN$$

**Tableau VIII. 3.Résistance à la compression**

	<b>De rive</b>	<b>Intermédiaire</b>
σ <sub>m</sub> (MPa)	10.76	11.21
σ <sub>adm</sub> (MPa)	15	
σ <sub>m</sub> ≤ σ <sub>adm</sub>	<b>Condition vérifiée</b>	

**VIII.2.3.3 Limitation de la distorsion :**

La distorsion δ = tan(γ), rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur total d'élastomère, doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Pour  $p = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25$  :

$$\Rightarrow \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

Avec :

- δ<sub>0</sub> = c/hc, borné par [0.7 < δ<sub>0</sub> < 2] ; donc on prend : δ<sub>0</sub> = 2
- c : diamètre pour un appui, petit côté pour appui rectangulaire
- hc = épaisseur total d'élastomère

**Tableau VIII. 4.Limitation de la distorsion**

	<b>De rive</b>	<b>Intermédiaire</b>
p	0.092	0.070
δ	0.26	0.29
δ ≤ 0.7 + 4 (δ <sub>0</sub> - 0.7)(0.25 - p)	<b>Condition vérifiée</b>	

**VIII.2.3.4 condition de non glissement :**

Vérification de la condition de non glissement suivante :

$$H < fN$$

Avec :

- H est l'effort horizontal.
- N est l'effort de compression vertical.
- f est le coefficient de frottement :  $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.15$

**Tableau VIII. 5.Vérification de non glissement**

	<b>De rive</b>	<b>Intermédiaire</b>
N (MN)	3.23	4.01
f	0.15	0.15
H (MN)	0.36	0.38
<b><math>H &lt; fN</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>	

### VIII.3. LES DES D'APPUI :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

#### VIII.3.1. Fonction des dés d'appui :

- Matérialisent l'emplacement des appareils d'appui ;
- Permettent de réaliser assez facilement une surface plane bien réglée ;
- Assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement ;
- Permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

#### VIII.3.2. Dimensionnement des dés d'appui :

Le dimensionnement des dés d'appui se fait par la détermination des dimensions A, B et H.

- $A = a + 200\text{mm}$
- $B = b + 200\text{mm}$
- $H \geq 2B_0/P_0$

Avec :  $B_0 = A \times B$  et  $P_0 = 2(A+B)$

**Tableau VIII. 6. Les dimensions des dés d'appuis**

	<b>Culé</b>	<b>Pile 1</b>
A(mm)	700	750
B(mm)	800	850
H(m)	0.40	0.45

#### VIII.3.3. ferrailage des dés d'appui :

Nous savons bien que le béton seul peut résister à l'effort de compression transmis par le tablier, mais d'après le BAEL, pour éviter la rupture locale du béton sous la charge, le dé d'appui doit être ferrillé. Les différentes sections d'armatures que doivent être évaluées sont les suivantes :

##### VIII.3.3.1. Armatures de chaînage :

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée :

$$A_c = \frac{0.25R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :

- $R_{max} = 3.23 \text{ MN}$
- $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

**VIII.3.3.2. Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, il faut disposer des armatures appelées : armature horizontale. La section calculée doit reprendre un effort de 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125R_{max}}{\sigma_s}$$

**VIII.3.3.3. Armatures supérieures :**

Elles sont placées la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. La section calculée doit reprendre un effort de 4% de la charge localisée.

$$A_{sup} = \frac{0.04R_{max}}{\sigma_s}$$

**VIII.3.3.4. Armatures inférieures :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposée à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui. Les armatures inférieures doivent reprendre 10% de la charge localisée :

$$A_{inf} = \frac{0.1R_{max}}{\sigma_s}$$

Le Tableau VIII.7 est un tableau récapitulatif représentant l'ensemble de ferrailages calculés avec les armatures qui convient sur les dés des deux travées.

Tableau VIII. 7.ferrailages des dés d'appuis

	Travée 33 m		Travée 45 m	
	La surface (m <sup>2</sup> )	Les armatures	La surface (m <sup>2</sup> )	Les armatures
A <sub>c</sub>	18.56	6 HA 20	23.04	8HA20
A <sub>h</sub>	9.28	10 HA12	11.52	12 HA 12
A <sub>sup</sub>	2.97	6 HA 8	3.68	8 HA 8
A <sub>inf</sub>	7.42	10 HA 10	9.21	12 HA 10

**VIII.4. LES JOINTS DE BALLAST :**

Le joint de ballast est un équipement placé à la coupure entre un ouvrage d'art et sa voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un ouvrage, donc il assure la continuité de l'ouvrage et il permet la dilatation du tablier. Cette dernière limite les effets des déformations sous les charges d'exploitation, le retrait, le fluage et l'effet de la température.

Le joint ballast doit satisfaire certaines exigences comme l'esthétique, la résistance, et aussi il doit assurer la continuité de l'étanchéité.

**VIII.4.1. Calcul de souffle des joints :**

Selon « joint de chaussée des pont-route » de SETRA, le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre deux positions extrêmes. Les actions à prendre en compte sont :

- La température ;
- Les déformations différées du béton ;
- Les charges d'exploitation horizontale (freinage) ;
- La rotation d'about.

Pour notre cas, nous avons deux travées différentes ce qui veut dire, deux longueurs dilatables et donc deux souffles à calculer :

• **Souffle de la température :**

La variation de longueur du tablier en fonction de la température est :

$$\Delta L_t = L \times \alpha_t \times \Delta T$$

Avec :

- L : longueur dilatable,
  - Travée de rive :  $L=33/2= 16.5$  m
  - Travée intermédiaire :  $L=45/2= 22.5$ m
- $\alpha_t$  : coefficient de dilatation pris  $12.10^{-6}$  pour le béton (NF EN 1994-2, 5.4.2.5(3)).
- $\Delta T$  : différence de température :  $\Delta T = \pm 35$

Donc :

- Travée de rive :  $\Delta L_t = 6.93$  mm
- Travée intermédiaire :  $\Delta L_t = 9.45$  mm

• **Souffle du retrait :**

Pour les mêmes longueurs dilatables L :

$$\Delta L_{ret} = L \times \varepsilon_r$$

Avec :

- $\varepsilon_r$  : déformation du au retrait :  $4.10^{-4}$

Donc :

- Travée de rive :  $\Delta L_{ret} = 6.6$ mm
- Travée intermédiaire :  $\Delta L_t = 9$  mm

• **Souffle de l'effort de freinage :**

Le déplacement dû au freinage est calculé selon la formule suivante :

$$\Delta L_f = \frac{T \times H}{2 \times G \times a \times b}$$

Avec :

- $T = 60$  mm
- $H_{rive} = \frac{35 \times 33 \times 0.7}{4} = 0.202$  MN et  $H_{inter} = \frac{35 \times 45 \times 0.7}{4} = 0.275$  MN
- $G = 0.9$  MPa
- $a = 50$  mm et  $b=60$  mm

Donc :

- Travée de rive :  $\Delta L_f = \frac{0.06 \times 0.202}{2 \times 0.9 \times 0.5 \times 0.6} = 22.44$  mm

- Travée intermédiaire :  $\Delta L_f = \frac{0.075 \times 0.275}{2 \times 0.9 \times 0.55 \times 0.65} = 32.05 \text{ mm}$

• **Souffle des rotations d'about :**

La variation de la longueur du tablier en fonction de la rotation est donnée par :

$$\Delta L_\theta = h \times \theta$$

Avec :

- $h_{rive} = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{appareil \text{ d'appui}} = 2.06 \text{ m}$
- $h_{inter} = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{appareil \text{ d'appui}} = 2.725$
- $\theta = 3.10^{-3}$

Donc :

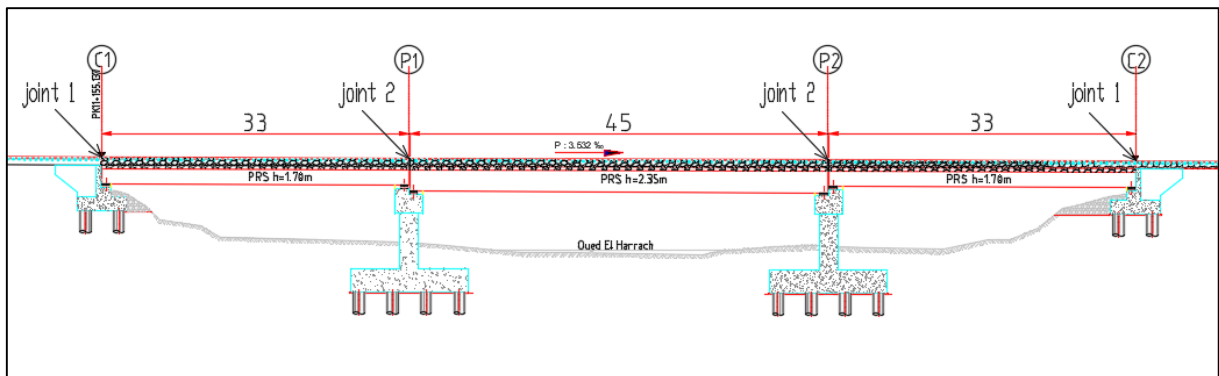
- Travée de rive :  $\Delta L_\theta = 6.18 \text{ mm}$
- Travée intermédiaire :  $\Delta L_\theta = 8.175 \text{ mm}$

❖ **Souffle total :**

$$\Delta L_{rive} = \sum \Delta L_i = 42.15 \text{ mm} \text{ Et } \Delta L_{inter} = \sum \Delta L_i = 58.67 \text{ mm}$$

**Tableau VIII. 8. Les souffles des joints de ballast**

	<b>Joint1</b>	<b>Joint2</b>
Souffle (mm)	42.15	100.82



**Figure VIII. 4. L'emplacement des joints dans l'ouvrage**

**VIII.5. EVACUATION DES EAUX :**

L'évacuation efficace et fiable des eaux de pluie doit être assurée pour garantir la durabilité du l'ouvrage. La stagnation d'eau peut conduire à une dégradation accélérée de la structure porteuse. Notamment en cas de défaut ou de dégâts à la couche d'étanchéité, il s'ensuit des dégradations du béton sous l'action du gel ou des chlorures dissous dans l'eau, de même la stagnation d'eau sur les éléments métalliques peut conduire à une dégradation par corrosion.

Il est donc nécessaire de prévoir un système complet d'évacuation des eaux, tant transversalement que longitudinalement. Les pentes transversales et longitudinales de la plateforme ferroviaire, de même que la conception des détails de construction d'évacuation, doivent permettre d'éviter la stagnation locale d'eau de pluie, le système d'évacuation doit aussi permettre de collecter, sans les rejeter dans la nature.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des ouvertures (Caniveau) qui se trouvent au niveau de la dalle, ensuite ces dernières seront évacuées par l'intermédiaire des gargouilles qui sont disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la plateforme ferroviaire.

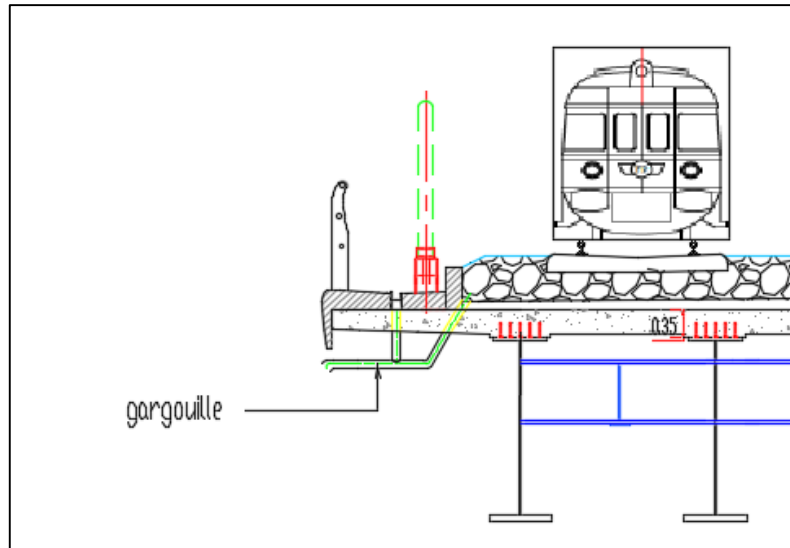


Figure VIII. 5. Systeme d'évacuation des eaux

#### VIII.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié chaque élément des équipements de la superstructure qui jouent un double rôle fondamental, qui est de garantir le confort des usagers et la sécurité de l'ouvrage, d'une part, et de relier la superstructure et l'infrastructure d'autre part.

**CHAPITRE IX :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## **CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### **IX.1. INTRODUCTION :**

L'infrastructure est un ensemble d'éléments interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure, elle comprend les appuis et les fondations. (1)

Les appuis d'un pont sont constitués des deux culées et des piles centrales, ils sont en béton armé et reposent sur les pieux par l'intermédiaire de la semelle de liaison. Ils sont soumis aux :

- Charges permanentes : poids propre, la réaction transmise par le tablier, la poussée des terres ;
- Surcharges : l'effort de freinage, la pression de l'eau.

Dans ce présent chapitre, nous allons présenter la conception et l'étude des culées et des piles de notre ouvrage.

### **IX.2. CONCEPTION DES APPUIS :**

Un appui est défini par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, qui doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques.

#### **IX.2.1. Conception de la pile :**

Les piles sont des appuis, leur rôle est de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier et aussi des fondations, et bien sur des contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Parmi les critères de conception des piles :

- La nature et le mode de construction du tablier ;
- Les contraintes fonctionnelles du projet ;
- Les contraintes naturelles du site ;
- Mode d'exécution des fondations et liaison avec le tablier.

##### **IX.2.1.1. Choix du type de pile :**

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un oued, donc on choisira la pile voile conçue en forme hydrodynamique, pour ces nombreux avantages :

- Modélisation simple.
- Résister aux chocs d'écoulement d'oued.
- Facilement exécutable.
- Plus esthétique.

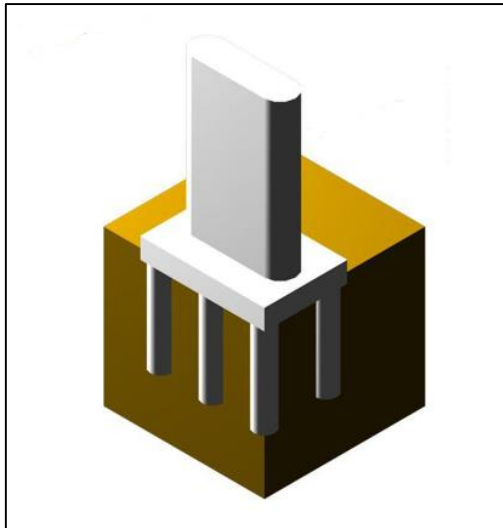


Figure IX. 1.Pile voile sous forme hydrodynamique

### IX.2.1.2. Pré dimensionnement de la pile :

1. **Le chevêtre** : C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante  $hc \leq 1,25h_t$ .

Avec :

- $h_t$  : hauteur du tablier pour ;
  - la travée intermédiaire,  $h_t = 2.35$  m
  - la travée de rive,  $h_t = 1.7$  m

$$hc \leq 2.125m \leq 2.9375m$$

On fixe pour :

- la travée intermédiaire,  $hc = 2$  m
- la travée de rive,  $hc = 2.65$  m

- Largeur du chevêtre :  $b = 3$  m.
- Longueur du chevêtre :  $L = 12.28$ m

2. **Le Fût** : Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, conçu en forme hydrodynamique de dimensions géométriques suivantes :

- La largeur du voile = 10 m.
- L'épaisseur = 2 m.
- La hauteur du voile = 6 m.

3. **La Semelle** :

- Épaisseur  $e = 1,2 \times d = 2.4$  m, on fixe  $e = 2.5$  m
- Largeur  $b = 12.6$  m.
- Longueur  $L = 12.6$  m.

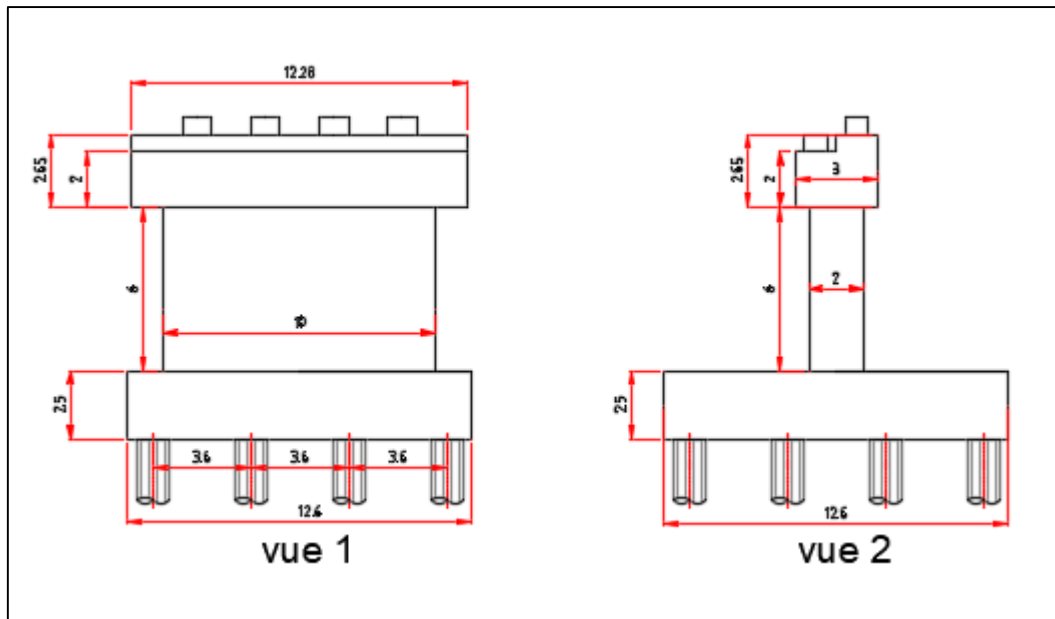


Figure IX. 2.Schéma de la pile

### XI.2.2. Conception de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont, mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la voie ferrée du tracé et celle portée par le pont. On distingue deux types de culées :

- Les culées enterrées :

La culée est noyée dans le remblai d'accès de l'ouvrage pour assurer essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

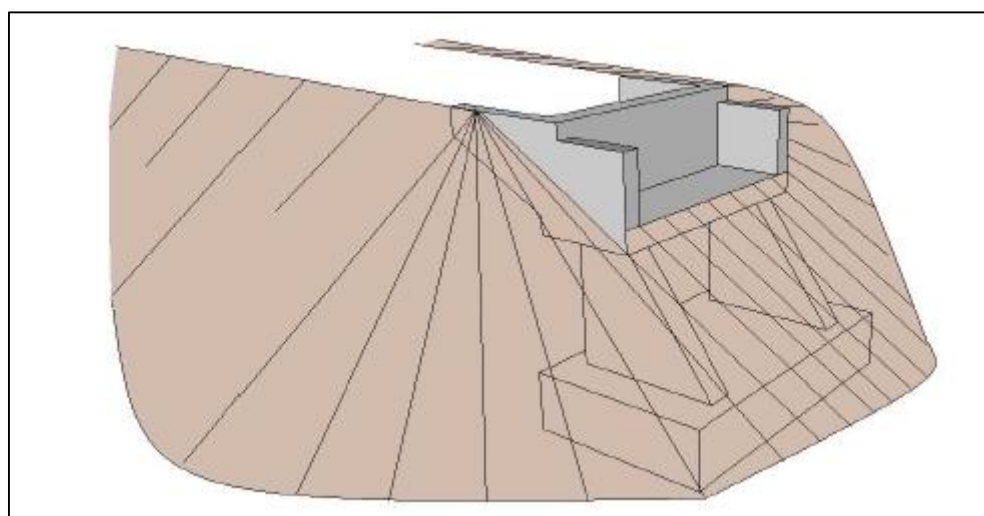


Figure IX. 3.figure présentant la culée enterrée

- Les culées remblayées :

Cette culée joue le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur une semelle solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

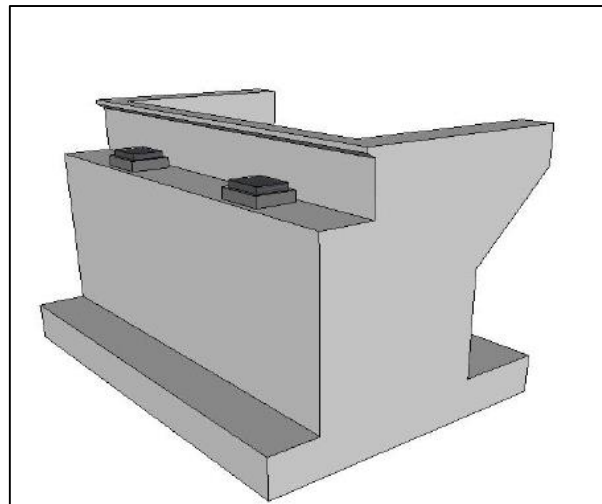


Figure IX. 4.figure présentant la culée remblayée

#### IX.2.2.1. Choix du type de culée :

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dans notre cas, il s'agit d'un passage supérieur qui se trouve sur un oued, alors on choisit la culée remblayée.

#### IX.2.2.2. Pré dimensionnement de la culée :

Le prédimensionnement s'appuie sur les documents **PP73** de **SETRA** et aux ouvrages 'projet et construction des ponts'.

##### 1. Mur garde-grève :

Un mur garde-grève protège l'about du tablier en retenant les terres, d'une part, et assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.

- La hauteur **H** :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur des d'assise} + \text{dalle} + \text{revêtement (ballast)}$ .

$$H = 1.7 + 0.032 + 0.4 + 0.55 = 2.682 \text{ m}$$

On prend  $H = 2.70 \text{ m}$

▪ Epaisseur e :

$$e = \text{Max} (0.3\text{m} ; H/8) = \text{max} (0.3 ; 2.7/8) = 33.75 \text{ cm}$$

On prend **e = 40 cm**

**2. Mur frontal :**

▪ La hauteur H :

H = hauteur de la culée – hauteur (poutre+ l'appareil d'appui+ dé d'appui)

$$H = 3.7 - 2.7 = 1 \text{ m}$$

▪ L'épaisseur e :

$$e = 1.60\text{m}.$$

**3. Dalle de transition :**

Une dalle de transition est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'utilisateur.

▪ Longueur L :

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (3\text{m}, 0.6H)]$$

Avec :

- H : hauteur de remblai H = 3.4 m ;

$$\Rightarrow L = \text{min} (6, \text{max} (3, 2.04)) = \text{min} (6, 3) = 3 \text{ m}$$

On prend **L = 3 m** (selon DTRF  $L < H_{\text{remblais}}$ )

▪ L'épaisseur de la dalle :

$$e = 30\text{cm}$$

▪ Pente : 10% vers l'appui élastique.

**4. Murs en retours**

Deux murs en retours servant à assurer le soutènement des terres de remblais.

- L'épaisseur e du mur en retour varie entre 30 et 50 cm. on prend **e = 50 cm**.
- Longueur : L = 4.5 m
- Hauteur : H = 3.7 m

Détermination d'A1 et A2 :

$$\text{Tg}\theta = 2/3 = A_1/2.3 \Rightarrow A_1 = 1.53 \text{ m}$$

On prend :

- A1 = 1.95 m
- A2 = 3.7 - 1 - 1.95 = 0.75 m

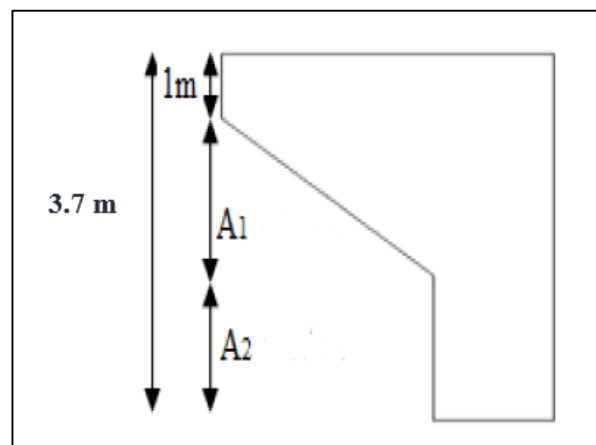


Figure IX. 5. Murs en retours

**5. Corbeau :**

Un corbeau sert comme appuis pour la dalle de transition sous forme d'un trapèze

- Hauteur :  $h_1 = 0.3\text{m}$ .
- Hauteur :  $h_2 = 0.3\text{ m}$ .
- Epaisseur :  $e = 0,3\text{ m}$ .
- Longueur :  $L = 12.33-2\times 0.50 = 11.33\text{ m}$ .

**6. Sommier d'appui :**

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et mise en place des vérins pour charger ces derniers.

- La longueur du sommier  $L =$  largeur de pont = 12.33 m.
- Largeur  $l = 1.10\text{ m}$ .

**7. Fondation :**

**Semelle de liaison :**

- La longueur de semelle  $L = 13\text{ m}$ .
- La largeur  $B = 5.4\text{ m}$ .
- Epaisseur de la semelle  $D = 1.5\text{m}$
- Béton de propreté 10 cm

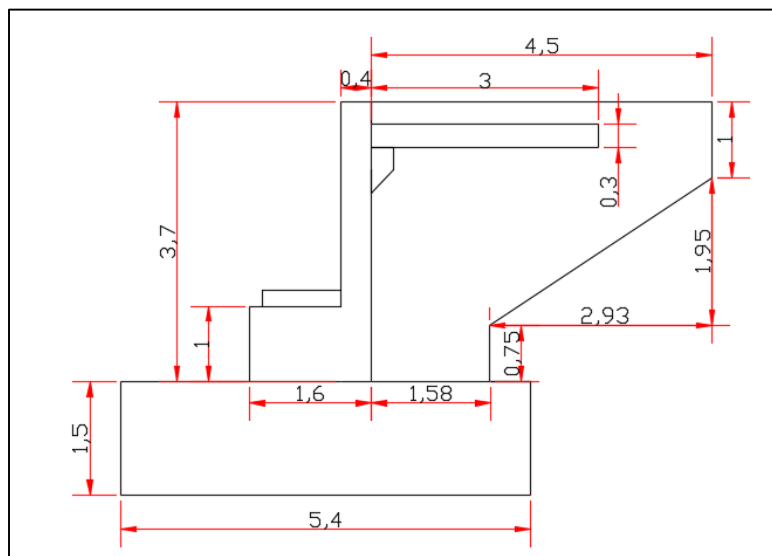


Figure IX. 6. Schéma de la culée

**IX.3. EVALUATION DES RAIDEURS TOTALES :**

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis :

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T} \qquad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \qquad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - App}}}$$

Avec :

- $n$  : Le nombre d'appareils d'appuis par pile ;

- a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0,9 MPa en cas statique, et 1,2 MPa en cas dynamique ;
- $f_{cj}$  : La résistance caractéristique du béton, vaut :  $f_{c28} = 27$  MPa ;
- I : l'inertie du fut telle que :  $I_{long} = 6.118 \text{ m}^4$ ,  $I_{trans} = 147.05 \text{ m}^4$ .

**Tableau IX. 1. Raideur statique et dynamique longitudinal des appuis**

Appuis	H (m)	K App d'appui (MN/m)		K pile longitudinal (MN/m)	K appuis (MN/m)	
		s	d		s	d
C1/C2	/	22.5	30	Inf	22.5	30
P1	6+2	43.9	58.6	1182.97	42.32	55.83
P2	6+2	43.9	58.6	1182.97	42.32	55.83
				<b>K<sub>tot</sub> =</b>	<b>129.64</b>	<b>171.66</b>

**Tableau IX. 2. Raideur statique et dynamique transversal des appuis**

Appuis	H (m)	K App d'appui (MN/m)		K pile transversal (MN/m)	K appuis (MN/m)	
		s	d		s	d
C1/C2	/	22.5	30	Inf	22.5	30
P1	6+2	43.9	58.6	28433.49	43.83	58.47
P2	6+2	43.9	58.6	28433.49	43.83	58.47
				<b>K<sub>tot</sub> =</b>	<b>132.66</b>	<b>176.94</b>

#### IX.4. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE RPOA 2008 :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse des piles  $M_P$  doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :  $M_T$  ( $M_T = G$ ).

Application Numérique :

$$M_P = 10\ 282.50 \text{ KN}$$

$$M_T = 33\ 001.15 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Condition Vérifiée.}}$$

❖ **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

$$\Rightarrow \quad \underline{\text{Condition Vérifiée}} \text{ (il s'agit d'un pont sans biais).}$$

❖ **Courbure de pont :**

$$\Rightarrow \quad \underline{\text{Condition Vérifiée}} \text{ (il s'agit d'un pont droit).}$$

❖ **La symétrie :**

L'excentricité entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

$$\Rightarrow \quad \underline{\text{Condition Vérifiée}}$$

**IX.4.1. Évaluation de l'effort sismique longitudinal :**

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, on applique au tablier une force horizontale statique équivalente  $F$  donnée par l'expression suivante :

$$F_L = M_T \times Sa(T)$$

Avec :

- $M_T$  : la masse effective totale de la structure :  $M_T = 33\ 00.115\ t$
- $Sa(T)$  : l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

$$Sad(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0.15 ; 0.40) \text{ et } S = 1.1$$

- $g$  : Accélération de la pesanteur =  $9,81\ m/s^2$  ;
- $\xi$  : Taux d'amortissement 5 % ;
- $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = 1$  ;
- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;
- $S$  : Coefficient du site ;
- $T$  : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut :  $T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.87s$  ;

$A$  : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique III et de l'importance du pont (**Groupe de pont 1**)  $\rightarrow A = 0.4$ .

**Application Numérique :**

$$T = 0.87\ s \text{ et } T_2 < T < 3,00\ s \\ \rightarrow Sa(T ; \xi) = 2,5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T) \\ \rightarrow Sa = 4.96\ m/s^2.$$

$$\text{Effort total : } F_L = M_T \times Sa(T) \\ \rightarrow F_L = 4.96 \times 33\ 00.115 \\ \rightarrow F_L = 16373.12\ KN.$$

Cette force horizontale et le déplacement seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \qquad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans le **tableau IX.3.**

**Tableau IX. 3. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui**

Appuis	C1/C2	P1	P2
FL (KN)	2884.62	5325.12	5325.12
dL(cm)	0.095	0.095	0.095

**IX.4.2. Évaluation de l'effort sismique transversal :**

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

- **g** : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s<sup>2</sup>** ;
- **ξ** : Taux d'amortissement 5 % ;
- **η** : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;
- **T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;
- **S** : Coefficient du site ;

**Tableau IX. 4. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui**

Appui	K	M (kg)	T	Sa	Ft (KN)	dL(cm)
C1/c2	30	481407	0.79	5.46	2628.48	0.086
P1	58.44	1532782.5	1.01	4.27	6544.98	0.110
P2	58.44	1532782.5	1.01	4.27	6544.98	0.110

Pour la culée nous avons un déplacement de 0.086 cm donc on aura un risque de cisaillement des rails alors on propose de mettre en place de dispositif de blocage au niveau des culées.

**IX.4.3. Composante verticale :**

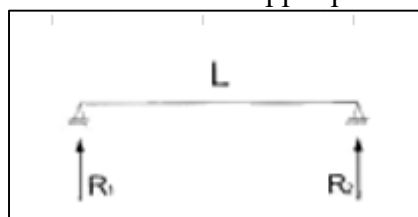
Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

L'action sismique verticale est calculée par travée : **R<sub>i</sub> = a b μ L**

Avec :

- **b** : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée ;
- **L** : longueur travée ;
- **μ** : masse linéique du tablier.

On a un pont isostatique, on calcul la réaction d'appui pour chaque travée séparément.



**Figure IX. 7. Schéma statique d'une travée**

**Tableau IX. 5. les réactions de chaque travée**

	Travée de rive	Travée intermédiaire
L(m)	33	45
A	6.13	
B	0.41	
μ (Kg/ml)	29176	30544
Réaction (KN)	2419.82	3454.48

**Tableau IX. 6. Distribution des forces verticales sur chaque appui**

Appui	C1/C2	P1	P2
Fv (KN)	2419.82	5874.30	5874.30

**IX.4.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

**Tableau IX. 7. Combinaisons d'action à l'ELA**

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	2884.62	2628.48	2419.82	4399.11	4219.812	4073.75
P1	5325.12	6544.98	5874.30	9050.90	9904.80	9435.33
P2	5325.12	6544.98	5874.30	9050.90	9904.80	9435.33

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

- **Q** : Actions variables des charges d'exploitation ;
- **Ψ** : 30% des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

**IX.5. ETUDE DES APPUIS :**

**IX.5.1. Étude de la pile :**

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharge jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. Pour analyser la stabilité d'une pile, il faut l'étudier vis-à-vis du flambement et l'ELU de stabilité de forme.

**IX.5.1.1. Descente de charge :**

**Effort à la Base de la Pile :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux IX.8, IX.9.

**Tableau IX. 8. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée**

Désignation	N (KN)	H (KN)	/Fv/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/O</sub>	M <sub>FH/O</sub>
<b>Fûts</b>	3000.00	/	0,00	3	0,00	/
<b>Chevêtre</b>	1853.97	/	0,00	7	0,00	/
<b>G Tablier</b>	11686.505	/	0,00	8/10.5	0,00	/
<b>Somme</b>	16540.475					
<b>G11</b>	7630.61	2254	0,00	8	0,00	18032
<b>G12</b>	7630.61	1127	0,00	8	0,00	9016
<b>G13</b>	7630.61	2254	0,00	8	0,00	18032
<b>G14</b>	9518.52	2564.62	0,00	8	0,00	20516.96

**Tableau IX. 9. Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée**

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/O</sub>	M <sub>FHL/O</sub>	M <sub>FHT/O</sub>
<b>Chevêtre</b>	222.47	741.58	741.58	0,00	7	0,00	5191.06	5191.06
<b>Fûts</b>	360	1200	1200	0,00	3	0,00	3600	3600
<b>Séisme Tablier</b>	9435.33	9050.90	9904.80	0,00	8	0,00	72407.2	79238.4

Avec :  $K_H = A = 0,4$   $K_V = 0.3K_H = 0.12$

### IX.5.1.2. Combinaison des efforts :

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau IX.10 résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S et à l'ELA :

**Tableau IX. 10. Combinaisons des efforts de la pile**

Sollicitation	Efforts	Valeur
ELS	N (KN)	26 058.67
	V (KN)	2564.62
	M (KN.m)	20516.96
ELU	N (KN)	35 625.86
	V (KN)	3462.23
	M (KN.m)	27 697.89
ELA	N (KN)	29 500.00
	V (KN)	11 760.00
	M <sub>L</sub> (KN.m)	87 350.00
	M <sub>T</sub> (KN.m)	87 990.00

**NB** : l'ensemble des combinaisons sont présente dans l'**ANNEXE E**

### IX.5.1.3. Ferrailage de la pile :

Le dimensionnement de fut est en flexion composé déviée, il s'agit d'un effort normal et deux moments fléchissant.

#### IX.5.1.3.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il se manifeste par une déformation latérale de cette barre.

L'élanement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

-  $l_f$ : étant la longueur du flambement ; dont la valeur est :  $l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 6 = 4.2$  m

-  $i$  : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement :  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec :

-  $I = \min (I_x, I_y) = 6.11$  m<sup>4</sup>

-  $A = 19.14$  m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{6.11}{19.14}} = 0.56 \text{ m}$$

Alors :  $\lambda = \frac{4.2}{0.56} = 7.5 < 50 \Rightarrow$  pas de risque de flambement

**IX.5.1.3.2 Ferrailage du voile (fut) :**

Les efforts à la base de fut sont déjà résumés dans le tableau IX.10, pour le calcul de ferrailage on distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas** : sollicitations exercé sur le fut à l'ELA<sub>long</sub> :

**Tableau IX. 11. Les efforts de ferrailage de fut le plus sollicité sens principale long**

Effort normal N(KN)	Moment long M <sub>long</sub> (KN.m)	30% Moment trans M <sub>trans</sub> (KN.m)
29 500	87 350	26 397

**2<sup>ème</sup> cas** : sollicitations exercé sur le fut à l'ELA<sub>trans</sub> :

**Tableau IX. 12. Les efforts de ferrailage de fut le plus sollicité sens principale transversal**

Effort normal N(KN)	Moment trans M <sub>trans</sub> (KN.m)	30% Moment long M <sub>long</sub> (KN.m)
29 500	26 205	87 990

Avec le logiciel ROBOT EXPERT qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détail de calcul dans l'ANNEXE F) on obtient pour :

- Le 1<sup>er</sup> cas :

$$\begin{cases} A_{s1} = 636.2 \text{ cm}^2 \text{ repartie sur une longueur de 10 m donc } A_{s1} = 63.62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{s2} = 22.60 \text{ cm}^2 \text{ repartie sur une longueur de 2 m donc } A_{s2} = 11.30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Le 2<sup>ème</sup> cas :

$$\begin{cases} A_{s1} = 125 \text{ cm}^2 \text{ repartie sur une longueur de 10 m donc } A_{s1} = 12.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{s2} = 75 \text{ cm}^2 \text{ repartie sur une longueur de 2 m donc } A_{s2} = 37.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**Condition sismique :**

Selon l'article 7.2.2.1 de le RPOA la section des armatures minimale doit respecter la condition suivante :

$$0.25\% \leq \rho_g \leq 1.5\%$$

Avec :

- $\rho_g = A_s / B$  ;
- $A_s$  : section total d'acier ;
- $B$  : section total du béton.

$$\Rightarrow A_{Smin} = 0.25\% \times 2 \times 1 = 50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour la longueur de 10.00 m, on prend le max (63.62 cm<sup>2</sup>/ml, 12.5cm<sup>2</sup>/ml, 50cm<sup>2</sup>/ml) = 63.62 cm<sup>2</sup>/ml

Pour la longueur de 2.00 m, on prend le max (11.30 cm<sup>2</sup>/ml, 37.5cm<sup>2</sup>/ml, 50cm<sup>2</sup>/ml) = 50 cm<sup>2</sup>/ml

Donc, on opte pour le ferrailage suivant :

- Pour la longueur de 10.00 m, on prend une double nappe de 7HA25 (14HA25 = 68.72 cm<sup>2</sup>/ml.)
- Pour la longueur de 2.00 m, on prend une double nappe de 7HA25 (14HA25 = 68.72 cm<sup>2</sup>/ml.)

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = P \text{ horizontal (ELU)} = 3462.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.462}{10 \times 0.9 \times 2} = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u'} = \inf\{4\text{MPa}; 0.1fc28\} = 2.7 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour des cadres horizontales de HA14 avec St= 30 cm en zone courante et St =15 en zone critique.

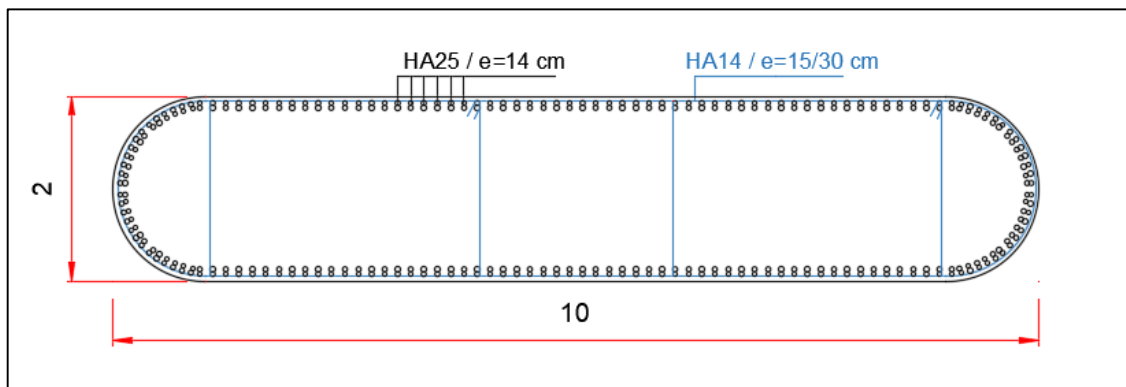


Figure IX. 8.ferrailage du voile

**IX.5.1.3.3 Ferrailage du chevêtre :**

Le chevêtre est un élément qui permet la transmission des charges et surcharges depuis le tablier jusqu'aux futs et dimensionnée en flexion simple. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitations. La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les moments max à l'ELU et à l'ELS du chevêtre sont présentés dans l'ANNEXE E

Le ferrailage du chevêtre est calculé avec le logiciel ROBOT EXPERT (voir ANNEXE F) :

- Nappe supérieure : M<sub>ELU</sub>=4388.27 KN.m et M<sub>ELS</sub>=3246.34 on aura A<sub>S</sub>=70.7 cm<sup>2</sup>
- Nappe inférieure : M<sub>ELU</sub>=1315.40 KN.m et M<sub>ELS</sub>=973.07 on aura A<sub>S</sub>=58.7 cm<sup>2</sup>

Il faut garantir que la section d'armature est supérieure à la section d'acier définie en RPOA 2008 article 7.2.2.1,

$$\text{Pour la zone III : } 0.25\% \leq \rho_g \leq 1.5\% \quad \Rightarrow \quad A_{SRPOA}=0.25 \times 2 \times 3 \times 100 = 150 \text{ cm}^2$$

On choisit pour :

- Nappe supérieure : 21 HA25 espacées de 15 cm.
- Nappe inférieure : 21HA25 espacées de 15 cm.

Pour la vérification de l'effort tranchant, on opte pour des cadres de HA16 avec :

- St = 20 cm en zone courante
- St = 10 en zone critique.

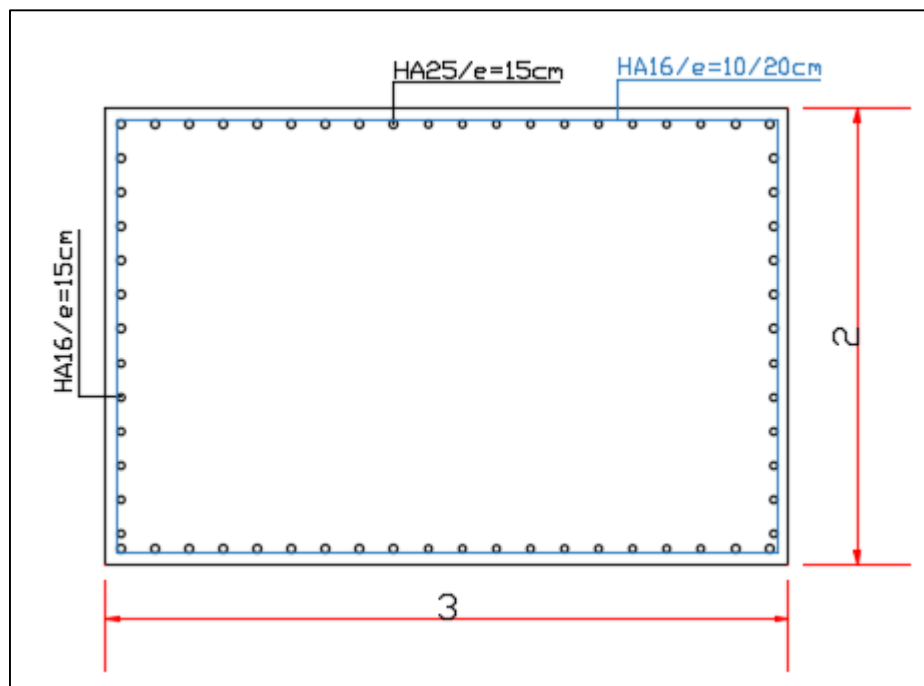


Figure IX. 9.ferraillage du chevêtre

### IX.5.2. Etude de la fondation sous la pile :

#### IX.5.2.1.Etude de la semelle :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux. Les efforts agissant sur la base de la semelle sont récapitulés dans l'ANNEXE E

#### IX.5.2.2.Calcul des sollicitations :

Le tableau IX.13 Résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges à l'ELU, l'ELS et l'ELA. (Détaille de calcul voir ANNEXE E )

Tableau IX. 13.combinaison des efforts appliqués sur la semelle

Sollicitation	Efforts	valeur
ELS	N (KN)	35981.17
	V (KN)	2564.62
	M (KN.m)	26928.51
ELU	N (KN)	49021.23
	V (KN)	3462.23
	M (KN.m)	36353.41
ELA	N (KN)	43010
	V (KN)	19690
	M <sub>L</sub> (KN.m)	121680
	M <sub>T</sub> (KN.m)	122530

**IX.5.2.3. Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale dû au tablier.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

- $N_{max}$  : l'effort normal maximal a l'ELS ;
- $Q_p$  : capacité portante d'un pieu à l'ELS.
- 

$$n_p = \frac{35981.17}{3150.6} = 11.42$$

On prend 16 pieux de 30 m de profondeur avec un diamètre de 1.2 m.  
Donc, quatre (04) files de quatre (04) pieux avec un entraxe d' $e_p = 3\Phi = 3.6$  m.

**IX.5.2.4. Effort revenant à chaque pieu :**

On admet que la semelle est infiniment rigide et les pieux sont identiques. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y^2} y_i \pm \frac{M_y}{\sum x^2} x_i$$

Avec :

- n : nombres des pieux ;
- N : effort normal ;
- $M_x, M_y$  : moment dans les sens x et y ;
- x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**Tableau IX. 14. Efforts normaux revenants à chaque pieu.**

Etat limite	$N_{max}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$Q_p$ (KN)
ELS	2809.83	1687.81	3150.6
ELU	3821.18	2306.46	4874.9
ELA	7775.83	-2399.58	5687.4

**Remarque :**

- A l'ELS :
  - $N_{max} < 4009.9$  KN  $\Rightarrow$  pas de risque de poinçonnement
  - $N_{min} > 0$  KN  $\Rightarrow$  pas de risque de soulèvement
- A l'ELU :
  - $N_{max} < 4874.9$  KN  $\Rightarrow$  pas de risque de poinçonnement
  - $N_{min} > 0$  KN  $\Rightarrow$  pas de risque de soulèvement
- A l'ELA :
  - $N_{max} < 5687.4$  KN  $\Rightarrow$  pas de risque de poinçonnement
  - $N_{min} < 0$  KN, le  $N_{min}$  doit respecter la condition de traction.  
 $N_{i\ min} \geq Q_{min} = Q_f/1.3 = -3840.3$  KN,  
 $\Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement.

**IX.5.2.5.Ferraillage de la semelle :**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

- $h = H - d'$  ;
- $L$  : entraxe entre les pieux ;
- $b$  : épaisseur de la pile.

**Application numérique :**

$$h = 2.5 - 0.1 = 2.4 \text{ m} \geq \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = 1.3$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) = 68.39^\circ \geq 45^\circ$$

D'après le document «SETRA», la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

**Application numérique :**

$$N_{max-ELS} = 2.80 \text{ MN}$$

$$N_{max-ELA} = 7.77 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_a(ELS) = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_a(ELA) = \frac{2}{3} f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_{S-ELS} = 45.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{S-ELA} = 84.17 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 3.6 \text{ m}$

D'où :

$$A_S = 23.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition sismique :**

Selon l'article 7.6.1.2 de le RPOA la section des armatures minimale doit respecter la condition suivante :

$$0.25\% \leq \rho_g \leq 1.5\%$$

$$A_{Smin} = 0.25\% \times 2.5 \times 1 = 62.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour le ferraillage suivant :

- Armatures transversales inférieure :  
 $A_S = 62.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit 2 x 7 HA 25 avec un espacement de 15 cm
- Armatures transversales supérieure :  
 $A_S = A_S / 3 = 22.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit 7 HA 25 avec un espacement de 15 cm
- Armatures longitudinales inférieure :  
 $A_S = A_S / 2 = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit 7 HA 20 avec un espacement de 15 cm
- Armatures longitudinales supérieure :  
 $A_S = A_S / 4 = 17.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit 7 HA 20 avec un espacement de 15 cm

- Armatures latérales :  
 $A_S = A_S / 10 = 6.87 \text{ cm}^2$  soit 7 HA 12 avec un espacement de 15 cm

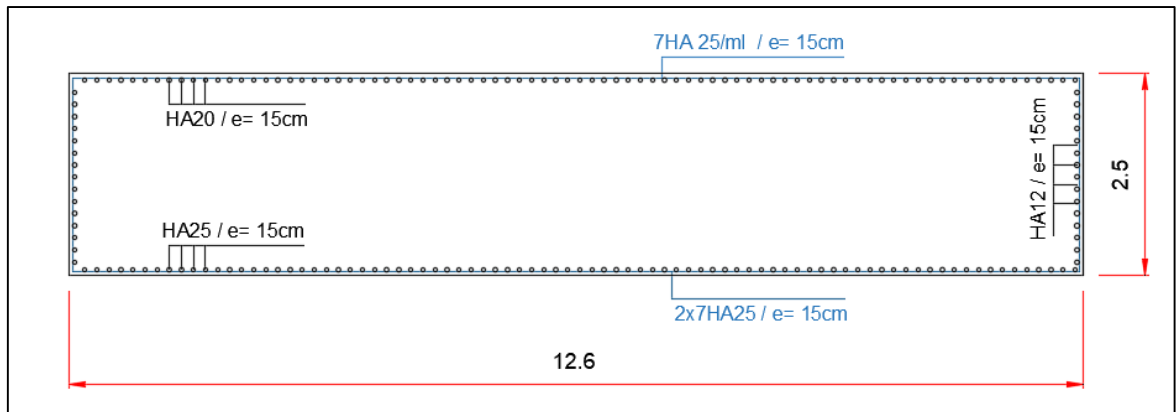


Figure IX. 10.ferrailage se la semelle sous la pile

### IX.5.2.6.Etude des pieux :

#### IX.5.2.6.1. Action sur les pieux :

Un pieu est considéré comme étant un élément flexible, son comportement est caractérisé par l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

Avec :

- $C_u$  : coefficient de réaction de sol avec  $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- $Y$  : déplacement en tête de pieu
- $b$  : diamètre du pieu avec  $\Phi = 1.2 \text{ m}$
- $E$  : module d'élasticité de béton :  $33000 \text{ MPA}$
- $I$  : moment d'inertie du pieu avec  $I = \pi b^4 / 64 = 0.101 \text{ m}^4$

La solution  $\alpha$  de l'équation est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

- $\alpha$  : longueur élastique du pieu.

- Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER :  $\lambda = 1/ \alpha$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

#### Application numérique :

- $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$  ;
- $E = 33000 \text{ MPa}$  ;
- $B = 1.20 \text{ m}$  ;
- $I = 0.101 \text{ m}^4$
- $\lambda = 0.228$  ;
- $\lambda L = 6$ .

D'où on tire les valeurs du  $\chi_{\theta p}$  et  $\chi_{\theta m}$  de tableau de WARNER.

$$\lambda L = 6 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \chi_{\theta p} = 1.45 \\ \chi_{\theta m} = 1.65 \end{cases}$$

• **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$M = -\frac{\chi_{\theta p} P}{\chi_{\theta m} \lambda}$$

**Tableau IX. 15. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête des pieux.**

Etat	H <sub>max</sub> (KN)	P (KN)	M (KN.m)
ELU	216.36	2306.46	833.92
ELS	160.28	1687.81	617.77
ELA	1230.62	2399.58	4743.21

**IX.5.2.6.2. Ferrailage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et les efforts tranchant déjà calculés on a :

$$A_s = 186,7 \text{ cm}^2,$$

Condition sismique :

Selon l'article 7.6.2.2 de le RPOA la section des armatures minimale doit respecter la condition suivante :

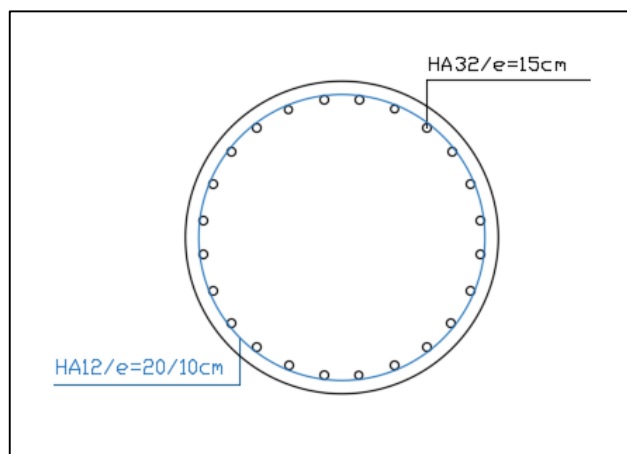
$$0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$$

$$A_{Smin} = 0.5\% \times 3.14 \times 0.6^2 = 56.52 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures longitudinales, on opte pour **24HA32** avec un espacement de 15 cm.

Pour les Armatures transversales, on opte pour des cercles de **HA12** avec un espacement maximal  $St = 20\text{cm}$  en zone courante et  $St = 10\text{cm}$  en zone critique (une profondeur 2D à partir de la tête du pieu).

**NB :** Le ferrailage du pieu est calculé par le logiciel ROBOT EXPERT. (Voir ANNEXE F).



**Figure IX. 11. ferrailage d'un pieu sous la pile**

### IX.6.2. Étude de la culée :

On attend par culées, les appuis extrêmes du pont. C'est un ouvrage en béton armé servant à recevoir les sollicitations de la superstructure au travers des appareils d'appuis afin de les transmettre, y compris son poids propre d'une manière uniforme au sol de fondation.

La culée permet de résister à la poussée de terre et aux surcharges dynamiques ou statiques pouvant s'ajouter à cette poussée.

Pour analyser la stabilité d'une culée, on procède de la même façon qu'un mur de soutènement où on étudie successivement :

- ✓ La stabilité au renversement ;
- ✓ La stabilité au glissement ;
- ✓ La stabilité à la capacité portante ou encore au poinçonnement.

#### IX.6.2.1. Inventaire des charges :

##### 1. Charge permanente :

Pour notre culée, nous déterminons la charge permanente en G (point situé au milieu de la base de la semelle) due au poids des différents éléments constituant le tablier et la culée considérée.

- **Poids mort de la culée**

Tableau IX. 16. Le poids propre des éléments de la culée

Élément		Poids propre (KN)
La semelle		2632,5
Voile		500
Corbeau		56,25
Dalle de transition		140,625
Mur GG		75
Murs en aile		581,1375
Sommier d'appui		101,7225
Remblais	Sur semelle (patin avant)	129,465
	Sur semelle (patin arrière)	1760,724
	Sur dalle de transition	221,94

• **Efforts de la poussée du sol :**

La poussée de remblais derrière la culée est évaluée, d'après la méthode de Coulomb établi en 1773 et généralisée par Poncelet en 1840 et qui exprime la poussée statique des remblais, par la formule théorique. On utilise un remblai traité avec les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique du remblai sur le patin arrière :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$  ;
- Poids volumique du remblai sur le patin avant :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  ;
- Angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$ .

Poussée statique :

Pour la poussée sur le patin arrière de la semelle, nous avons :

$$k_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 (45-15) = 0,333$$

$$\text{Poussée} = 0,333 \times 20 \times 3,7 = 24,642 \text{ KN/m}^2$$

$$F = 24,642 \times 3,70 \times 12,33 \times 0,5 = 562,09 \text{ KN}$$

De la même manière, nous obtenons les autres poussées :

**Tableau IX. 17. Les poussées des terres.**

<b>Poussée</b>	<b>H (KN)</b>
Sur patin avant	18,476505
Sur patin arrière	-562,096

Poussée dynamique :

Selon le RPOA, la poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode mononobé-okabé décrite ci-dessous peut être appliquée. On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_H$  et  $K_v$ . On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

$$K_H = A = 0,40$$

$$K_v = 0,3 \quad K_H = 0,12$$

- A : coefficient d'accélération de la zone

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) pour valeur :

$$F_{ad} = 0,5 \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h \times k_{ad} \times L$$

Avec:

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cos(\delta + \varepsilon) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \varepsilon) \cos(\varepsilon - \theta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Tel que :

- $F_{ad}$  : Force de la poussée active du remblai ;
- $K_{ad}$  : Coefficient de poussée active du remblai ;
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol ;
- $\varepsilon$  : Angle d'inclinaison de la paroi ;
- $\delta$  : Angle de frottement entre le mur et le sol,  $\delta = \varphi/2$  ;
- $\beta$  : Angle compris entre le sommet du remblai et l'horizontal.

**Calcul numérique :**

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{0.4}{1+0.12}\right) = 19.65 \quad ; \quad \theta_2 = \arctan\left(\frac{0.4}{1-0.12}\right) = 24.44$$

$$k_{ad1} = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2(0) \cos(15 + 0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \sin(30 - 19.65)}{\cos(15 + 0) \cos(0 - 19.65)}} \right]^2} = 0.68$$

$$k_{ad2} = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2(0) \cos(15 + 0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \sin(30 - 24.44)}{\cos(15 + 0) \cos(0 - 24.44)}} \right]^2} = 0.72$$

$$F_{ad1} = 0,5 \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h \times k_{ad} = 0.5 \times 20 \times (1 + 0.12) \times 3.7^2 \times 0.68 \times 12.33$$

**F<sub>ad1</sub> = 1285.56 KN**

$$F_{ad2} = 0,5 \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h \times k_{ad} = 0.5 \times 20 \times (1 - 0.12) \times 3.7^2 \times 0.72 \times 12.33$$

**F<sub>ad2</sub> = 1069.5 KN**

2. Actions de surcharges :

• **Surcharges sur remblai :**

Sur les remblais d'accès aux ouvrages, on dispose une charge uniforme répartie sur toute la largeur de la plateforme et d'intensité égale à 10 KN/m<sup>2</sup>. Elle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

**Tableau IX. 18. Les efforts dus à la surcharge du remblai.**

	<b>Fv</b> (KN)	<b>Fh</b> (KN)	<b>M(Fv)</b> (KN.m)	<b>M(Fh)</b> (KN.m)
Sr1 (patin avant)	209,61	/	178,1685	0
Sr2 (patin arrière)	554,85	/	-1248,4125	0
Poussée Sr1	/	24,63534	0	-7,390602
Poussée Sr2	/	151,91793	0	-281,04817

• **Surcharges routières**

Verticalement :

**Tableau IX. 19. Les réactions verticales.**

Surcharge	Réaction (Fv) (KN)
G	3481.86
UIC71	1422.93
SW0	1669.80
SW2	1753.22
Train à vide	1669.80
Surcharge trottoir	99.54

Horizontalement :

**Tableau IX. 20. Force de démarrage et de freinage.**

	Force de démarrage		Force de freinage	
	V. calcul (KN)	V. retenu (KN)	V. calcul (KN)	V. retenu (KN)
UIC 71	1000	700	2220	<b>1554</b>
SW0				
SW2			3885	<b>2720</b>

**IX.6.2.2. Les combinaisons :**

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau IX.21 résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS (voir ANNEXE E)

**Tableau IX. 21. Combinaisons des efforts de la culée à l'ELU et ELS**

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
<b>ELU</b>	15164,36	3772,71	7457,62
<b>ELS</b>	11078,34	2564,38	4906,24

**IX.6.2.3. Etude sismique de la culée :**

Évaluation des charges sismiques permanentes :

Quand la culée subit une action sismique, les masses de la culée vont avoir des forces dues à ce séisme (Voir ANNEXE E), l'ensemble de ces efforts est présenté dans le tableau IX.22.

**Tableau IX. 22. Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée.**

	Fv (kN)	Fh (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
<b>Total</b>	<b>401,40618</b>	<b>1338,0206</b>	<b>-704,987</b>	<b>-2112,052</b>

**Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique :**

Nous avons 3 calculs des cas favorables de séismes correspondant à :

- 1<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal ; 1+kv »
- 2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal ; 1-kv »
- 3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « vertical »

Le calcul de la poussée dynamique nous a donné :

**Tableau IX. 23. Valeurs extrêmes de la poussée dynamique**

Désignation	N (KN)	H (KN)	e <sub>v</sub>	e <sub>h</sub>	M <sub>FV</sub>	M <sub>FH</sub>
Fad (1+kv)	/	1285,56	/	1,850	/	<b>1585,52</b>
Fad (1-kv)	/	1069,5	/	1,850	/	<b>1319,05</b>

Par sommation des efforts sismiques des différents éléments de la culée et les valeurs extrêmes de la poussée dynamique on aura les valeurs du tableau IX.24.

**Tableau IX. 24. Sommation des efforts sismiques de la culée**

	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (KN.m)
CAS 1	0,00	2623,58	4490,34
CAS 2	0,00	2407,52	4090,63
CAS 3	401,41	0,00	704,99

Les charges sismiques dues au tablier :

Les composantes du séisme sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau IX.25

**Tableau IX. 25. Effort sismique du tablier agissant sur la culée.**

Désignation	N (KN)	H (KN)	e <sub>x</sub>	e <sub>z</sub>	M <sub>v</sub> (KN.m)	M <sub>h</sub> (KN.m)
Séisme Tablier	<b>4073,75</b>	<b>4399,11</b>	0,42	1,00	<b>1710,98</b>	<b>4399,11</b>

La sommation des efforts sismiques de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée se fera à la racine des carrés de leurs valeurs. Les valeurs sont résumées dans le tableau IX.26.

**Tableau IX.26. Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée.**

	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	5122,04	6286,12
CAS 2	0,00	5014,81	6007,11
CAS 3	4093,48	0,00	1558,98

Les réactions dues au poids propre à l'ELA : (voir ANNEXE E)

**Tableau IX. 27. Les efforts dus au poids propre à l'ELA**

	N (kN)	H (kN)	M (KN.m)
P <sub>max</sub>	8855,036	932,4	2521,02942
P <sub>min</sub>	8830,01	338,1	1183,85442

Combinaison d'action à l'ELA

**Tableau IX. 28. Evaluation des efforts à l'ELA**

ELA	COMB	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELA long	P max - H + 0,3V	10083,08	6054,44	-3297,40
	P min - H - 0,3V	7601,97	5352,91	-5290,95
ELA transv	P max + V - 0,3H	12948,51	2469,01	2194,18
	P min - V - 0,3H	4736,53	1842,54	-2177,26

Avec :

- H : Effort sismique horizontal.
- V : Effort sismique vertical.

**Tableau IX. 29. Tableau récapitulatif des efforts à la base du mur frontal**

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	
<b>ELU</b>	15164,36	3772,71	7457,62	
<b>ELS</b>	11078,34	2564,38	4906,24	
<b>ELA</b>	12948,51	6054,44	Mlong	Mtrans
			5290,95	2194,18

**IX.6.2.4. Ferrailage de la culée**

Le ferrailage des éléments est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT.

**1. Murs garde-grève :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Les efforts sont obtenus à l'aide de la modélisation robot (Modèle dans l'ANNEXE E) :

**Tableau IX. 30. Les efforts appliqués au mur garde-grève**

	ELU	ELS	ELA
Moment (KN.m)	115.88	94.19	520

Section d'acier : avec un logiciel de calcul,  $A_s = 33.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On prend **7HA25/ml**, St = 15cm.  
Armatures longitudinales : **H14**, St = 15cm.

**2. Murs en aile :**

Le mur en retour est un élément qui est encastré dans la semelle et dans la partie qui est en contact avec un mur frontal, il travaille à la flexion composée. Les efforts sont obtenus à l'aide de modélisation ROBOT.

**Tableau IX. 31. Les efforts appliqués au mur en aile**

	ELU	ELS	ELA
Mxx (KN.m)	130.06	85.93	618.81
Myy (KN.m)	146.91	117.67	823.30

Ferraillage du mur en aile :

Coté xx :

- La section d'acier :  $A_s (M_{xx}) = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On prend **7HA25/ml** avec  $St=15 \text{ cm}$
- Armature de construction :  $A_s' = A_s/3 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit **7HA14/ml**

Coté yy

- La section d'acier :  $A_s (M_{yy}) = 41.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On prend 9HA25/ml avec  $St = 10 \text{ cm}$
- Armature de construction :  $A_s' = A_s/3 = 13.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 9HA14/ml

**3. Mur frontal (voile) :**

Les efforts qui sollicitent le mur frontal sont :

Cas 1 : sollicitation exercée sur le fut est l'ELA<sub>long</sub>

**Tableau IX. 32. Les efforts de fut le plus sollicité sens principale long**

N (KN)	Mlong (KN.m)	30% Mtrans
12948,51	5290,95	30% *2194,18

Cas 2 : sollicitation exercée sur le fut est l'ELA<sub>trans</sub> :

**Tableau IX. 33. Les efforts de fut le plus sollicité sens principale tansv**

N (KN)	Mtrans (KN.m)	30% Mlong
12948,51	2194,18	30% *5290,95

Ferraillage du mur frontal :

Les 2 cas ont donnés le même ferraillage :

- $A_{S1} = 125 \text{ cm}^2 < A_{Smin} = 400 \text{ cm}^2$ , donc on ferraille avec  $A_s = 400 \text{ cm}^2$
- $A_s = 400 \text{ cm}^2$  répartie sur une longueur de 12.5 m, donc  $A_{S1} = 32 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{S2} = 75 \text{ cm}^2$  répartie sur une longueur de 1.6 m, donc  $A_{S2} = 46.875 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

D'où :

- Pour la longueur de 12.5 m  $\rightarrow$  on prend **7 HA25/ml** avec  $St = 12.5 \text{ cm}$
- Pour la longueur de 1.6 m  $\rightarrow$  on prend **6HA32 /ml** avec  $St = 15 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = H_{ELU} = 3772,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.77271}{12.5 \times (0.9 \times 1.6)} = 2.096 \text{ MPA}$$

- Pour la fissuration préjudiciable :  $\tau_u' = \text{inf.} (4\text{MPa} ; 0.1f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales : des cadres de HA16 avec  $St = 15 \text{ cm}$

#### 4. La dalle de transition

##### Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bande de 1 m.

- Remblais :  $G_{remblais} = 20 \times 0.3 \rightarrow G_{remblais} = 6 \text{ KN/m}$  ;
- Poids propre de la dalle :  $GP_{dalle} = 27 \times 0.3 \rightarrow GP_{dalle} = 8.1 \text{ KN/m}$  ;
- Revêtement :  $G_{revêtement} = 20 \times 0.705 \rightarrow G_{revêtement} = 14.1 \text{ KN/m}$  ;
- Surcharge d'exploitation :  $\rightarrow Q = 10 \text{ KN/m}$ .

##### Combinaison d'actions sur la dalle de transition :

$$G = 28.2 \text{ KN/m} ; Q = 10 \text{ KN/m}$$

**Tableau IX. 34. Les efforts du ferrailage de la dalle de transition**

	<b>Combinaison</b>	<b>Moment fléchissant (KN.m)</b>	<b>Effort tranchant (KN)</b>
ELU	1.35G+1.45Q	<b>59.14</b>	<b>78.855</b>
ELS	G+Q	<b>42.975</b>	<b>57.3</b>

##### Ferrailage de la dalle de transition :

- La section d'acier :  $A_s = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 5HA14 avec  $St = 15 \text{ cm}$ .
- Armatures longitudinales : des barres de HA12 avec  $St = 20 \text{ cm}$ .
- $A_{s'} = A_s / 3 = 2.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$  5 HA12 avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

#### 5. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

##### Evaluation des efforts :

La réaction due au poids des remblais : La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{rem} = q \times L / 2$$

Avec :

- L : longueur de la dalle de transition ;
- q : charges des remblais ;  $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{dalle}$ .

$$\rightarrow R_{rem} = 28.2 \times 3.5 / 2 = 49.35 \text{ KN}$$

##### Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{dal-T} = q \times L / 2$$

$$\rightarrow R_{dal-T} = 10 \times 3.5 / 2 = 17.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison d'actions sur le corbeau :

**Tableau IX. 35. Les efforts du ferrailage du corbeau**

	<b>Combinaison</b>	<b>R</b> (KN)
ELU	1.35G+1.45Q	<b>92</b>
ELS	G+Q	<b>66.85</b>

Ferrailage du corbeau

- La section d'acier :  $A_s = 10.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 6HA16 avec  $St = 15\text{cm}$ .
- Armatures de répartition :  $A_{s'} = A_s/3 = 3.47 \text{ cm}^2 \rightarrow$  6HA12 avec  $St = 15 \text{ cm}$

**IX.6.3. Etude de la fondation sous culée :**

L'emplacement, l'importance de l'ouvrage (grandes charges transmises au sol) et les résultats pressiométriques (faibles en surface) sont les paramètres du choix de type de fondations. Les fondations les mieux appropriées aux appuis de notre ouvrage sont donc des fondations profondes.

**IX.6.3.1. Etude de la semelle :**

Les efforts appliqués à la base de la semelle sont calculés dans l'ANNEXE E.

**Tableau IX. 36. Les efforts appliqués à la base de la semelle**

	<b>N</b> (KN)	<b>H</b> (KN)	<b>M</b> (KN.m)	
<b>ELU</b>	18718,23615	3299,4837	8913,09304	
<b>ELS</b>	13710,841	2213,8398	5984,35672	
<b>ELA</b>	14278,36	7539,91	long	transv
			13119,04	4525,69

**IX.6.3.2. Détermination de nombre de pieux :**

On projette de mettre en place des pieux forés de 1,2 m de diamètre avec une longueur de 30 m, sa longueur étant calculée de sa base à celle de la semelle de fondation.

L'effort le plus défavorable est donné pour chaque état limite et les capacités portantes sont données à partir de l'essai pressiométriques (voir ANNEXE A) :

**Tableau IX. 37. Capacité portante des pieux**

	<b>Q<sub>pieux</sub></b> (KN)
<b>ELU</b>	5560,6
<b>ELS</b>	4615,8
<b>ELA</b>	6487,4

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale provenant du tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

Avec :

- $N_{max}$  : l'effort normal maximal a l'ELS ;
- $Q_P$  : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

$$n_p = \frac{13710,841}{4615,8} = 2.97$$

⇒ On prend : 8 pieux de 30 m de longueur et un diamètre de 1.2 m.  
Donc, deux files de 4 pieux avec un entraxe de  $e_p = 3*1.2 = 3.6$  m

**IX.6.3.3. Effort revenant à chaque pieu :**

On admet les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieux semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times e_i}{\sum e_i}$$

Tableau IX. 38. Effort revenant à chaque pieu et vérification du risque

	Nmax	QI	Nmin
<b>ELU</b>	2287,2007	5560,6	1938,2191
<b>ELS</b>	1664,1798	4615,8	1427,131
<b>ELA</b>	2392,90	6487,4	837,19
<b>Risque de</b>	Poinçonnement : Nmax < QI		Soulèvement : Nmin > 0
	<b>Conditions vérifiées</b>		

**IX.6.3.4. Ferrailage de la semelle :**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

- $H = H-d'$  ;
- $L$  : entraxe entre les pieux ;
- $b$  : épaisseur du voile (mur frontal).

**Application numérique :**

$$h = 1.5 - 0.1 = 1.4 \text{ m} \geq \frac{3.6}{2} - \frac{1.6}{4} = 1.4$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{1.4}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.6}{4}}\right) = 45^\circ \geq 45^\circ$$

D'après le document « SETRA », la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{L - \frac{b}{4}}{h}$$

**Application numérique :**

$$\begin{array}{l} N_{max-ELS} = 2,28MN \\ N_{max-ELA} = 2.39 MN \end{array} \left| \begin{array}{l} \overline{\sigma_a(ELS)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33MPa \\ \overline{\sigma_a(ELA)} = f_e = 500 MPa \end{array} \right. \begin{array}{l} A_{S-ELS} = 68.40 \text{ cm}^2 \\ A_{S-ELA} = 47.8 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.6 \text{ m}$

$$A_s = 68.40 / 2.6 = 26.31 \text{ cm}^2$$

**Condition sismique :**

Selon l'article 7.6.1.2 de le RPOA, la section des armatures minimale doit respecter la condition suivante :

$$0.25\% \leq \rho_g \leq 1.5\%$$

$$A_{Smin} = 0.25\% \times 1.5 \times 1 = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s = 68.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Choix d'armature :

Les armatures se calculent avec  $A_{Smin} = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures transversales inférieure :

$$A_s = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } \mathbf{8HA25} \text{ avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

- Armatures transversales supérieure :

$$A_s = A_s / 3 = 12.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } \mathbf{8 HA16} \text{ avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales inférieure :

$$A_s = A_s / 2 = 18.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } \mathbf{6 HA20} \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieure :

$$A_s = A_s / 4 = 9.375 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } \mathbf{6 HA16} \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

- Armatures latérales :

$$A_s = A_s / 10 = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4 HA12} \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

**IX.6.3.5. Etude des pieux :**

**IX.6.3.5.1. Action sur les pieux :**

Un pieu est considéré comme étant un élément flexible, son comportement est caractérisé par l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

- $C_u$  : coefficient de réaction de sol avec  $C_u = 30\text{MN/m}^3$  ;
- $Y$  : déplacement en tête de pieu
- $b$  : diamètre du pieu avec  $\Phi = 1.2\text{ m}$
- $E$  : module d'élasticité de béton :  $33000\text{ MPA}$
- $I$  : moment d'inertie du pieu avec  $I = \pi b^4 / 64 = 0.101\text{m}^4$

**NB** : de la même manière que le paragraphe IX.5.2.6, on aura :

- Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

**Tableau IX. 39. Les efforts en tête du pieu**

<b>Etat</b>	<b>H<sub>max</sub></b> (KN)	<b>P</b> (KN)	<b>M</b> (KN.m)
ELU	412,44	2958,74	1587,50
ELS	276,73	2129,43	1065,16
ELA	942,49	2695,84	3627,72

**IX.6.3.5.2. Ferrailage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et les efforts tranchant déjà calculés, la section des armatures  $A_s$  est égale :

$$A_s = 125.6\text{ cm}^2$$

**Condition sismique :**

Selon l'article 7.6.2.2 de le RPOA, la section des armatures minimale doit respecter la condition suivante :

$$0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$$

$$A_{Smin} = 0.5\% \times 3.14 \times 0.6^2 = 56.52\text{ cm}^2 < A_s = 125.6\text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures longitudinales : **16 HA32** avec un espacement de 20 cm
- Armatures transversales : Cercles de HA12 avec un espacement maximal  $St = 20\text{cm}$  en zone courante et  $St = 10\text{cm}$  en zone critique (une profondeur  $2D$  à partir de la tête du pieu).

**NB** : Le ferrailage du pieu est fait par un logiciel de calcul en béton armé voir **ANNEXE F**.

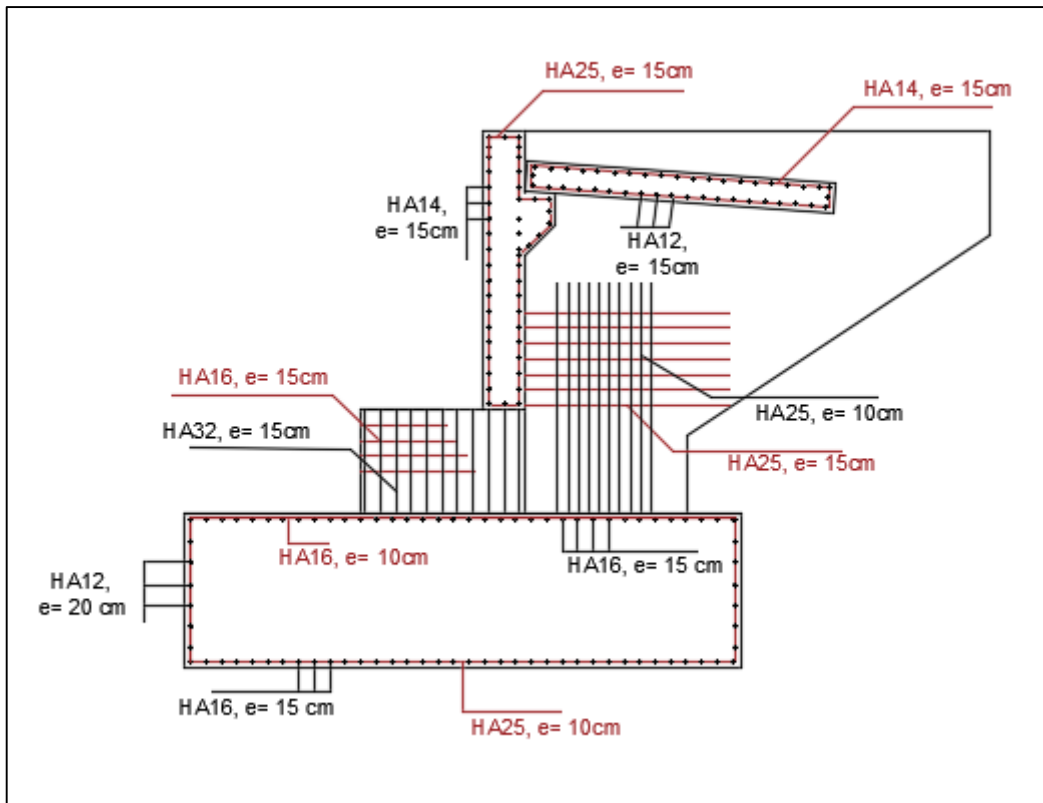


Figure IX. 12. Ferrailage des éléments la culée.

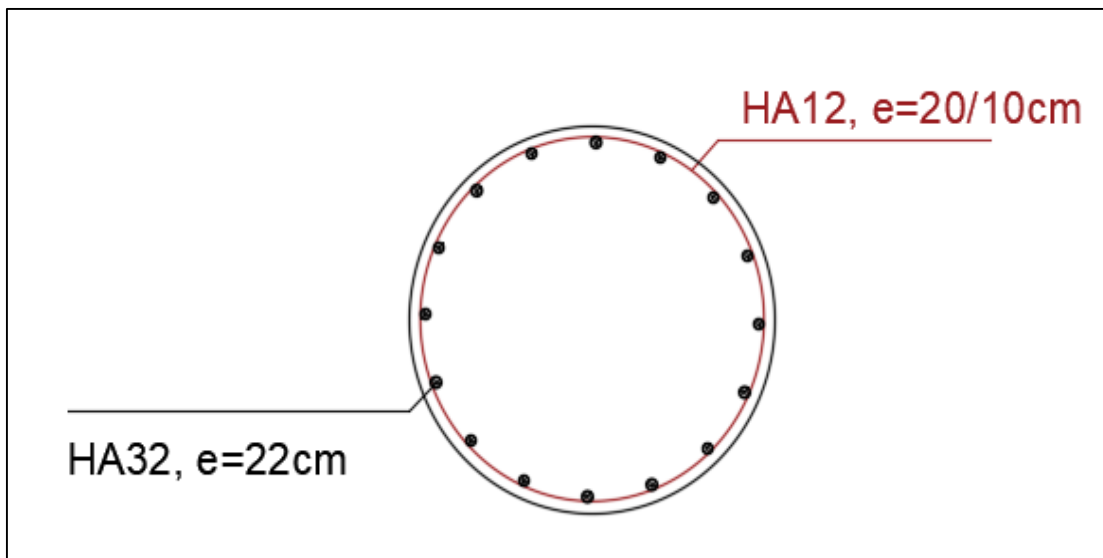


Figure IX. 13. Ferrailage du pieu sous culée

# **Conclusion générale**

### CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'études est une étape importante dans le cycle de formation d'un élève-ingénieur, il nous a permis de concrétiser les connaissances apprises au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics -Francis Janson-.

Notre travail consistait à concevoir et étudier un franchissement ferroviaire sur Oued El Harrach dans le cadre du projet d'aménagement ferroviaire de la région algéroise.

Dans ce mémoire, nous avons développé de façons détaillées les différentes étapes à suivre afin de réaliser l'étude d'un pont mixte isostatique à destination ferroviaire. Les recherches bibliographiques que nous avons effectuées au cours de cette étude, nous ont permis d'approfondir nos connaissances dans la conception et dans le dimensionnement des ouvrages mixtes, elles nous ont aussi permis de nous familiariser avec l'utilisation des documents techniques.

Tout d'abord, nous avons commencé par une étude d'avant-projet détaillé, qui consiste à caractériser et choisir le type d'ouvrage, puis de l'étudier en détail. Après une analyse multicritère, nous avons opté pour la variante qui présente le plus d'avantage : pont mixte quadri-poutre à trois travées, deux travées de rive de 33m et une travée intermédiaire de 45m.

Ensuite, suivant le livret 2.01 de la SNCF, nous avons défini les charges et les surcharges appliquées à l'ouvrage. Et puis, nous avons évalué les efforts repris par chaque poutre avec la méthode de GUYON MASSONET. Afin de s'assurer de nos calculs manuels, nous avons modélisé notre ouvrage avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018, le résultat nous a permis de vérifier la bonne concordance entre les deux approches.

Après cela, nous nous sommes intéressées à l'évaluation des caractéristiques géométriques de la section mixte en fonction de l'étape de calcul ce qui nous a permis d'étudier chaque élément constituant le pont en termes de déformations et d'efforts, et de faire les vérifications de la stabilité de l'élément mixte.

Après s'être intéressé aux éléments porteurs du tablier, nous avons étudié les équipements du pont à savoir l'appareil d'appuis, les dés d'appuis, et le joint garde ballast qui ont été dimensionnés afin de respecter un certain nombre d'exigences, et nous avons par la suite décrit la mise en place d'un système d'évacuation des eaux.

Pour terminer, ce modeste travail s'achève par l'étude de l'infrastructure, qui comprend les culées, les piles et les fondations, qui sont dimensionnés après avoir déterminé les sollicitations dues aux charges appliquées et au conséquence d'un séisme éventuel.

L'étude d'un pont mixte est une occasion pour connaître le comportement de la structure mixte, à savoir que sa capacité portante provient de la collaboration entre la charpente métallique et le béton, bien que ces matériaux soient de nature différente, ils se complètent bien.

La mixité de la section nous a permis d'aborder plusieurs aspects de conception et de justification d'un ouvrage quadri-poutres, ce qui nous a poussé à nous familiariser avec la technologie et les exigences spécifiques ferroviaires. En effet, ces ouvrages doivent être robuste, et avoir un bon comportement en torsion et en dynamique sous le passage des convois.

L'étude technique complète du tablier d'un pont mixte est un rude et long exercice qui nécessite une attention particulière de l'ingénieur. Elle fait appel à plusieurs notions importantes dont l'ingénieur se doit de cerner et maîtriser.

Au cours de la réalisation de ce travail, nous avons fait appel aux logiciels techniques se basant sur une discrétisation en éléments finis, pour la conception, et le calcul du béton armé, permettant d'optimiser le temps de réflexion, et au respect de réglementation.

L'ingénieur en travaux publics n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte en premier lieu, la sécurité de l'œuvre pour minimiser les incidents et accidents ayant un impact sur la vie humaine et la détérioration du matériel.

Ce projet de fin d'étude, peut être amélioré en perspective en prenant en compte plusieurs paramètres complémentaires à savoir : la vérification de la fatigue de la structure, l'étude des plots parasismique, et une étude d'impact sur l'environnement.

Enfin, malgré les défis que nous avons relevé durant notre projet de fin d'étude, il restera une étape importante pour développer notre savoir-faire et notre savoir être, mais aussi une riche expérience qui nous permettra insha'ellah d'accéder à une vie professionnel pleine de réussite.

## Bibliographie

### CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. **A.Hirt, Jean-Paul Labet & Manfred.** *PONTS EN ACIER* . s.l. : Presses polytechniques et universitaires romandes .
2. **wikipédia** . [En ligne]
3. **TAMBOURA, Issoufou.** *Cours de Ponts et Ouvrages d'art.*
4. *Entretien et réparation des équipements d'ouvrage.* s.l. : STRRES.
5. **HERBAY, J-P.** *La voie* .

### CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET

1. *Lancement du projet de l'aménagement ferroviaire de la région algéroise.* **Liberté d'Alger** . s.l. : Liberté d'alger , 2015.
2. **CALGARO, anne BERNARD-GELY / jean-armand.** *CONCEPTION DES PONT* .
3. *RPOA208.*

### CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PRESENTATION DES VARIANTES

1. **A.Hiirt, Jean-Paul Labet et Manfred.** *PONT EN ACIER* . s.l. : PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRESROMANDES.
2. **SETRA.** Guide de conception durable Ponts mixtes acier-béton. Version 4 d'août 2009.

### LES PROJETS DE FIN D'ETUDES UTILISES :

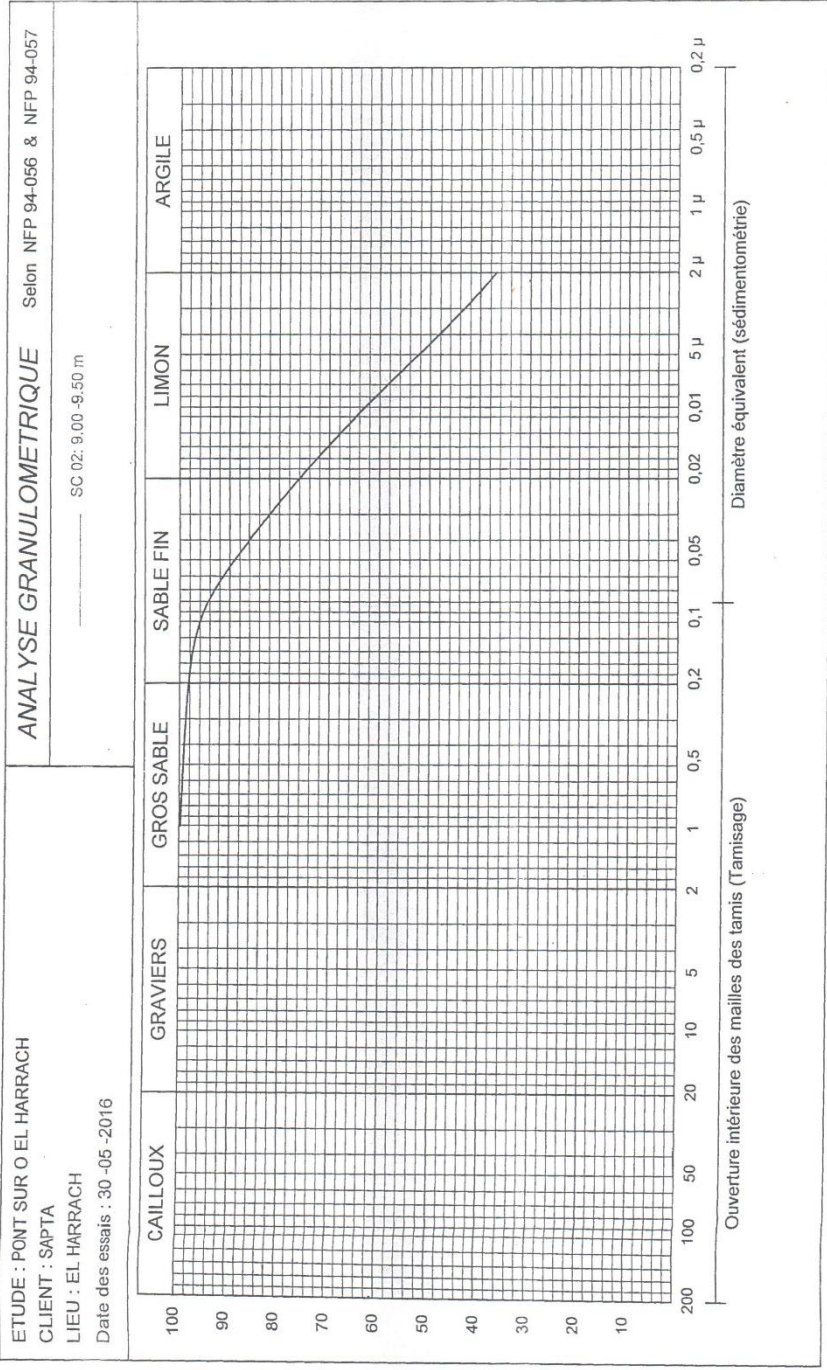
- Etude d'un tablier de pont mixte ferroviaire au PK 298+700 -FOFANA Abouzeidy & GLELE Moussa Alain K-
- Conception et étude d'un pont rail sur la ligne ferroviaire Djelfa-Laghoat (oued M'zi) - BADIS Yanis Arezki & BOUKANDOURA Mohamed- 2017/2018
- Conception et étude d'un OA sur oued CHLEF « DEDOUBLEMENT RN1 CHIFFA-BOUGHEZOUL » -CHOUIAL Nabil & ZEROKI Oussama- 2011/2012
- Conception et étude d'un pont à la wilaya d'Annaba de PK00+221.80 au PK00+501.80 - SEBOUI Hatem- 2018/2019

# **LES ANNEXES**

# **ANNEXE A**

# Rapport géotechnique

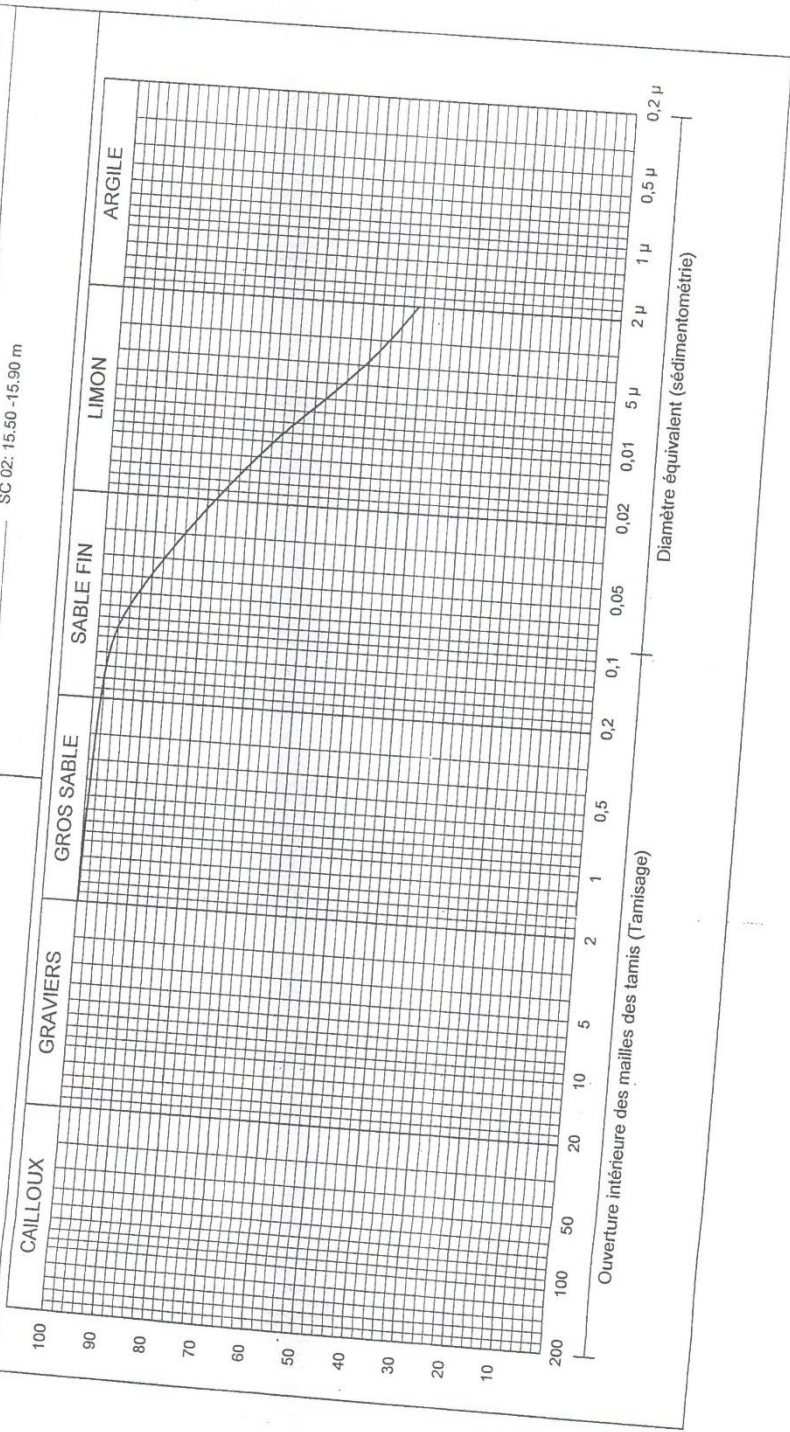

 المختبر المركزي للأشغال العمومية  
**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**





ETUDE : PONT SUR O EL HARRACH  
 CLIENT : SAPTA  
 LIEU : EL HARRACH  
 Date des essais : 30 -05 -2016

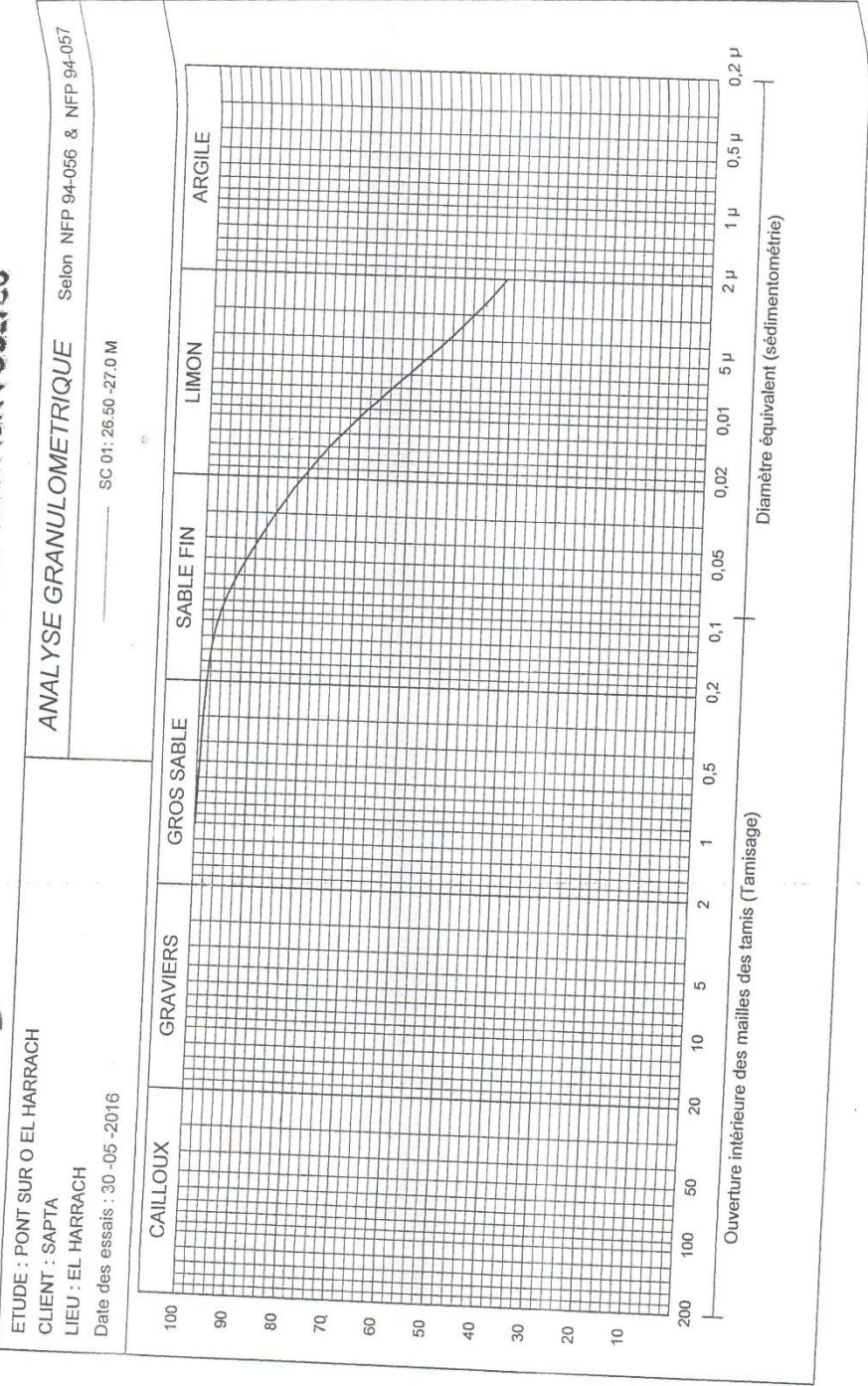
ANALYSE GRANULOMETRIQUE  
 Selon NFP 94-056 & NFP 94-057  
 SC 02: 15.50 -15.90 m



Programme: Solists 2007 ©



المعهد المركزي للتقنيات المعمورة  
**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**



Programme: Soltets 2007 ©

**5.3 Résultats des essais au laboratoire :**

L'ensemble des résultats des essais en laboratoire est donné ci-après :

**1. Essais physiques :****Humidité :****Légende :**

$\omega$  : Teneur en eau.  $\gamma_h$  : Densité humide.  $\gamma_d$  : Densité sèche.  $S_r$  : Degré de saturation

**Tableau récapitulatif**

Sondages N°	Profondeur (m)	$\omega$ (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	Selon la Norme XP P94-011
SC1	21.30-21.80	29.70	2.00	1.54	100	Sol saturé peu dense
SC2	9.00-9.50	26.94	1.98	1.56	99.41	Sol non saturé peu dense
	15.50-15.90	20.16	1.99	1.66	86.75	Sol saturé dense
SC3	26.50-27.00	25.91	1.99	1.58	98.55	Sol saturé peu dense

**Granulométrie :****Légende :**

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 80  $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 80  $\mu$

% < 2  $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 2  $\mu$

**Tableau récapitulatif**

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 $\mu$	% < 2 $\mu$	Interprétation des résultats suivant la norme XP P94-011
SC1	21.30-21.80	99.75	97.16	37.55	Sol fin
	26.50-27.00	100	98.13	41.38	Sol fin
SC2	9.00-9.50	100	97.71	36.86	Sol fin
	15.50-15.90	100	97.80	40.91	Sol fin

Limites d'Atterberg :

Légende :

$L_L$  : Limite de liquidité.  $L_P$  : Limite de plasticité .  $I_P$  : Indice de plasticité.

**Tableau récapitulatif**

Sondage N°	Profondeur (m)	$L_L$ (%)	$L_P$ (%)	$I_P$ (%)	Interprétation des résultats suivant la norme XP P94-011
SC1	21.30-21.80	53.23	26.94	26.29	Sol argileux , très plastique
	26.50-27.00	57.25	28.42	28.83	Sol argileux , très plastique
SC2	9.00-9.50	56.33	27.62	28.71	Sol argileux , très plastique
	15.50-15.90	58.37	29.23	29.14	Sol argileux , très plastique

2. Essais mécaniques :

A-Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande CD :

Légende :

$C'$  : Cohésion ( Kg / cm<sup>2</sup> ) .

$\varphi'$  : Angle de frottement interne en degré.

**Tableau récapitulatif**

Sondage N°	Profondeurs (m)	Type d'essai	$C'$ (bars)	$\varphi'$ (°)
SC1	21.30-21.80	CD	0.17	22.30
	26.50-27.00		0.23	26.9
SC2	9.00-9.50		0.05	23.50
	15.50-15.90		0.48	21.20

**B-Essais de compressibilité à l'odmètre :****Légende :**

$-\sigma'_p$  : Pression de consolidation -  $C_s$  : Coefficient de recompression -  $C_c$  : Coefficient de compressibilité

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	$\sigma'_p$ (Bars)	$C_s$ (%)	$C_c$ (%)	Interprétation des résultats
SC1	21.30-21.80	1.04	5.00	0.22	Sol assez compressible sous consolidé, gonflant
	26.50-27.00	0.99	3.00	0.197	Sol moyennement compressible, sous consolidé, peu gonflant.
SC2	9.00-9.50	1.55	4.30	0.21	Sol assez compressible, sous consolidé peu gonflant
	15.50-15.90	3.17	4.30	0.115	Sol moyennement compressible, sous consolidé, peu gonflant

**-Résultats des analyses chimiques sommaires :**

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés à partir des sondages carottés sont reportés sur le tableau donné ci-dessous :

Sondage N°	Profondeur (m)	Carbonate $\text{CaCO}_3$ (%)	Anhydride carbonique $\text{CO}_2$ (%)	Chlorure $\text{Na Cl}$ (%)	Sulfates $\text{Ca SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (%)
SC02	9.00-9.50	25.86	11.38	0.35	Traces

Les résultats obtenus montrent que le sol est non agressif.

المخبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS		RAPPORT DE FORAGE															
Sondage : SC1		Dossier N° : 31-16-0055															
Projet : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES D'UN OUVRAGE D'ART PK11+220		Client : SAPTA															
Endroit :		Etat des échantillons :															
Date début :	Coordonnées GPS :	Intact	Remanié														
Date fin :	X :	Paraffiné	Roche														
Profondeur forée (m) : 30	Y :																
Niveau d'eau (m) :	Z :																
Boue de forage :																	
Type forage :																	
Foreuse :																	
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE				
2.0												Remblai					
4.0	-5.00		50 %									Alluvions					
6.0	-5.00											Sable grossier et galets					
8.0	5.00											Argile marneuse verdâtre bariolée de gris.					
10.0	-10.00								10.00			Galets (Alluvions).					
12.0	10.00								11.50			Marne grise.					
14.0									13.50			Marne tourbeuse.					
16.0	-15.00								15.50			Marne grisâtre graveuse à la base.					
18.0	15.00								16.00			Fin du forage à une profondeur de 30 m.					
20.0	-19.85								21.30								
22.0	19.85								21.80								
24.0									25.50								
26.0	-25.20								26.50								
28.0	26.00								26.00								
30.0	-30.00																
32.0	30.00																
34.0																	
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
												CF : Carottier finou		AS : Analyse granulométrique			
												TM : Tube à paroi mince		S : Sedimentométrie			
												PS : Tube à position fixe		L : Limites d'Atterberg (W <sub>L</sub> , P <sub>L</sub> )			
												CR : Tube carottier		W : Teneur en eau			
														PV : Poids volumique (G <sub>s</sub> , G <sub>m</sub> )			
														AD : Analyse chimique			
														CIS : Essaiement rectiligne			
														TR : Essaiement triaxial			
														Rc : Résistance à la compression			
														OED : Essai oedométrique			
														G <sub>s</sub> : Gonflement libre			
														R : Rétus à renforcement			
Préparé par :												Vérifié par :		15/02/2017		Page : 1 de 1	

المخبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS		RAPPORT DE FORAGE				
Sondage : SC2		Dossier N° : 31-16-0055				
Projet : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES D'UN OUVRAGE D'ART PK11+220		Endroit : Client : SAPTA				
Date début : Date fin :	Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact Remanié Paraffiné Roche			
Echelle (m) Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	FGD Tubage Carottier Etat Profondeur Echantillon Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
-1,00 1,00 2,00 2,50 3,00 4,00 6,00 8,00 10,00 12,00 14,00 15,00 15,90 18,00 20,00 20,00 21,00 21,40 22,00 24,00 25,00 28,00 30,00 30,00 32,00 34,00	23 33 37 37 100 30				Remblai Marnes argileuses Sable grossier et galet Argile marnreuse grisâtre avec passages très plastiques. Marnne grise. Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
REMARQUES :		TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :		
		CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (W, LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G <sub>s</sub> , G <sub>w</sub> ) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Sondement libre R : Refus à l'enfoncement		
Préparé par :		Vérifié par :		15/02/2017		Page : 1 de 1

المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS		RAPPORT DE FORAGE											
Sondage : SC3		Dossier N° : 31-16-0055											
Client : SAPTA		Date début : Date fin :											
Projet : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES D'UN OUVRAGE D'ART PK11+220		Endroit :											
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :											
Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0												Remblai	
3.00												Sable argileux vaseux.	
4.0												Argile marneuse grisâtre.	
6.0												Alluvions .	
8.0									8.00				
8.00									8.50				
10.0													
12.0													
14.0													
14.80									15.50				
14.80									15.80				
16.0													
17.00									16.70				
17.00									17.00				
18.0													
20.0													
22.0													
23.00													
23.00									23.50				
24.0									24.00				
25.0													
26.0													
26.50									26.50				
27.00									27.00				
28.0													
29.00									29.00				
30.00									29.50				
30.00													
32.0													
34.0													
Fin du forage à une profondeur de 30 m.													
REMARQUES :													
TYPE CAROTTIER :						ABREVIATIONS :							
CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier						AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (W <sub>L</sub> , IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumétrique (G <sub>s</sub> , G <sub>m</sub> ) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G <sub>L</sub> : Gonflement libre R : Retus à l'enfoncement							
Préparé par :						Vérifié par :							
						15/02/2017							
						Page : 1 de 1							







ANNEXE A

SP1

D(m)	Qc (t)	Qn (t)	Qtc (t)	Ql (t)	ETAT LIMITES ULTIMES				ETAT LIMITES DE SERVICE			
					fondamentales Qmin(t)	fondamentales Qmax(t)	accidentelles Qmin(t)	accidentelles Qmax(t)	rares Qmin (t)	rares Qmax (t)	quasi perman entes Qmin (t)	quasi perman entes Qmax (t)
10.00	73.39	51.06	44.76	121.20	-45.67	86.57	-49.19	101.00	-31.97	66.72	0	52.42
10.50	77.71	54.08	47.78	128.12	-48.76	91.51	-52.51	106.77	-34.13	70.65	0	55.51
11.00	80.81	56.24	49.86	133.12	-50.88	95.09	-54.79	110.93	-35.61	73.46	0	57.72
11.50	84.97	59.18	53.24	139.53	-54.33	99.66	-58.51	116.27	-38.03	77.25	0	60.70
12.00	88.18	61.48	56.45	144.11	-57.60	102.94	-62.03	120.09	-40.32	80.17	0	62.99
12.50	92.01	64.21	60.28	149.58	-61.51	106.84	-66.24	124.65	-43.06	83.65	0	65.72
13.00	93.90	65.56	62.17	152.28	-63.44	108.77	-68.32	126.90	-44.41	85.37	0	67.07
13.50	97.41	68.07	65.68	157.29	-67.02	112.35	-72.17	131.07	-46.91	88.55	0	69.58
14.00	100.17	70.04	68.44	161.23	-69.83	115.17	-75.20	134.36	-48.88	91.06	0	71.55
14.50	104.11	72.85	72.37	166.86	-73.85	119.18	-79.53	139.05	-51.70	94.64	0	74.36
15.00	106.86	74.81	75.12	170.78	-76.66	121.99	-82.55	142.32	-53.66	97.14	0	76.33
15.50	115.30	80.64	79.21	185.33	-80.82	132.38	-87.04	154.44	-56.58	104.82	0	82.36
16.00	118.09	82.62	81.69	189.50	-83.36	135.36	-89.77	157.92	-58.35	107.35	0	84.35
16.50	122.93	86.03	85.63	196.92	-87.38	140.66	-94.10	164.10	-61.17	111.75	0	87.81
17.00	126.95	88.84	88.19	203.52	-89.99	145.37	-96.91	169.60	-62.99	115.41	0	90.68
17.50	133.56	93.44	92.31	214.37	-94.19	153.12	-101.44	178.64	-65.94	121.42	0	95.40
18.00	141.79	99.07	95.34	229.10	-97.28	163.64	-104.77	190.92	-68.10	128.90	0	101.28
18.50	153.90	107.36	100.02	250.64	-102.06	179.03	-109.91	208.86	-71.44	139.90	0	109.93
19.00	184.96	128.22	103.08	311.03	-105.18	222.16	-113.27	259.19	-73.63	168.15	0	132.12
19.50	207.34	143.65	114.01	349.52	-116.34	249.66	-125.29	291.27	-81.44	188.49	0	148.10
20.00	228.99	158.66	126.12	385.90	-128.70	275.65	-138.60	321.59	-90.09	208.17	0	163.56
20.50	254.79	176.83	146.49	425.86	-149.48	304.19	-160.98	354.89	-104.64	231.62	0	181.99
21.00	262.36	182.12	151.41	438.21	-154.50	313.01	-166.38	365.17	-108.15	238.51	0	187.40
21.50	283.95	197.52	172.51	469.32	-176.04	335.23	-189.58	391.10	-123.22	258.14	0	202.82
22.00	282.12	196.48	176.28	463.52	-179.88	331.08	-193.71	386.26	-125.91	256.48	0	201.52
22.50	293.31	204.92	197.05	474.01	-201.07	338.58	-216.54	395.01	-140.75	266.64	0	209.50
23.00	289.81	202.82	201.86	464.27	-205.97	331.62	-221.82	386.89	-144.18	263.46	0	207.01
23.50	299.97	210.41	218.98	474.81	-223.45	339.15	-240.64	395.67	-156.42	272.70	0	214.26
24.00	295.28	207.23	217.96	466.02	-222.41	332.87	-239.52	388.35	-155.69	268.44	0	210.92
24.50	311.43	218.61	230.80	490.97	-235.51	350.69	-253.62	409.14	-164.85	283.12	0	222.45
25.00	324.75	227.82	237.66	513.70	-242.51	366.93	-261.17	428.08	-169.76	295.23	0	231.97
25.50	345.29	242.27	253.66	545.63	-258.84	389.73	-278.75	454.69	-181.19	313.90	0	246.63
26.00	352.16	247.18	260.53	555.44	-265.85	396.75	-286.30	462.87	-186.10	320.15	0	251.54
26.50	369.63	259.66	278.00	580.40	-283.67	414.57	-305.50	483.66	-198.57	336.03	0	264.02
27.00	374.64	263.24	283.01	587.56	-288.79	419.68	-311.00	489.63	-202.15	340.58	0	267.60
27.50	391.60	275.35	299.97	611.78	-306.09	436.99	-329.64	509.82	-214.27	356.00	0	279.71
28.00	396.95	279.18	305.33	619.44	-311.56	442.45	-335.53	516.20	-218.09	360.87	0	283.54
28.50	413.56	291.03	321.93	643.15	-328.50	459.40	-353.77	535.96	-229.95	375.96	0	295.40
29.00	419.11	295.00	327.48	651.08	-334.16	465.06	-359.87	542.57	-233.91	381.01	0	299.36
29.50	435.36	306.61	343.74	674.31	-350.75	481.65	-377.73	561.92	-245.53	395.79	0	310.97
30.00	441.09	310.70	349.46	682.49	-356.60	487.49	-384.03	568.74	-249.62	400.99	0	315.06

ANNEXE A

SP2

D(m)	Qc (t)	Qn (t)	Qtc (t)	Ql (t)	ETAT LIMITES ULTIMES				ETAT LIMITES DE SERVICE			
					fondamentales Qmin(t)	fondamentales Qmax(t)	accidentelles Qmin(t)	accidentelles Qmax(t)	rares Qmin (t)	rares Qmax (t)	quasi perman entes Qmin (t)	quasi perman entes Qmax (t)
10.00	74.61	51.73	41.93	125.25	-42.78	89.47	-46.07	104.38	-29.95	67.82	0	53.29
10.50	80.38	55.76	45.71	134.64	-46.65	96.17	-50.23	112.20	-32.65	73.07	0	57.41
11.00	87.87	60.88	48.33	148.13	-49.32	105.81	-53.11	123.44	-34.52	79.89	0	62.77
11.50	99.22	68.65	52.54	168.42	-53.61	120.30	-57.73	140.35	-37.53	90.20	0	70.87
12.00	108.77	75.13	54.95	186.15	-56.07	132.96	-60.38	155.12	-39.25	98.88	0	77.69
12.50	124.08	85.72	63.13	212.08	-64.42	151.48	-69.37	176.73	-45.09	112.80	0	88.63
13.00	138.82	95.97	71.80	236.62	-73.26	169.01	-78.90	197.18	-51.28	126.20	0	99.16
13.50	155.53	107.76	85.56	262.17	-87.30	187.26	-94.02	218.47	-61.11	141.39	0	111.09
14.00	159.62	110.64	88.85	268.47	-90.66	191.76	-97.64	223.73	-63.46	145.11	0	114.01
14.50	173.99	120.87	102.45	289.44	-104.54	206.74	-112.58	241.20	-73.18	158.17	0	124.28
15.00	178.40	123.99	106.10	296.17	-108.27	211.55	-116.60	246.81	-75.79	162.18	0	127.43
15.50	192.72	134.17	119.60	317.09	-122.05	226.49	-131.43	264.24	-85.43	175.20	0	137.65
16.00	197.91	137.83	123.62	325.18	-126.14	232.27	-135.84	270.98	-88.30	179.92	0	141.36
16.50	212.85	148.43	137.04	347.39	-139.84	248.13	-150.60	289.49	-97.89	193.50	0	152.04
17.00	218.83	152.61	141.29	356.91	-144.18	254.94	-155.27	297.43	-100.92	198.93	0	156.30
17.50	236.57	165.19	157.06	383.40	-160.27	273.85	-172.59	319.50	-112.19	215.07	0	168.98
18.00	247.08	172.60	165.41	399.64	-168.79	285.46	-181.77	333.04	-118.15	224.62	0	176.49
18.50	267.61	187.21	184.81	429.62	-188.58	306.87	-203.09	358.02	-132.01	243.28	0	191.15
19.00	269.39	188.65	190.21	430.10	-194.09	307.21	-209.02	358.41	-135.86	244.90	0	192.42
19.50	281.39	197.59	209.94	442.82	-214.22	316.30	-230.70	369.02	-149.96	255.81	0	201.00
20.00	279.20	196.41	215.80	435.09	-220.20	310.78	-237.14	362.57	-154.14	253.82	0	199.43
20.50	286.94	202.32	231.49	441.60	-236.21	315.43	-254.38	368.00	-165.35	260.86	0	204.96
21.00	280.27	197.84	230.76	428.68	-235.47	306.20	-253.58	357.23	-164.83	254.79	0	200.19
21.50	289.56	204.50	240.66	441.59	-245.57	315.42	-264.46	368.00	-171.90	263.23	0	206.83
22.00	298.76	210.94	247.06	456.34	-252.10	325.96	-271.49	380.28	-176.47	271.60	0	213.40
22.50	312.98	220.97	258.50	478.25	-263.78	341.61	-284.07	398.55	-184.64	284.53	0	223.56
23.00	340.76	239.82	265.58	529.76	-271.00	378.40	-291.84	441.47	-189.70	309.78	0	243.40
23.50	356.72	251.08	278.53	554.29	-284.21	395.92	-306.07	461.91	-198.95	324.30	0	254.80
24.00	367.23	258.39	284.98	571.62	-290.80	408.30	-313.17	476.35	-203.56	333.85	0	262.31
24.50	385.94	271.51	298.64	601.23	-304.74	429.45	-328.18	501.02	-213.32	350.85	0	275.67
25.00	396.16	278.64	305.26	617.88	-311.49	441.34	-335.45	514.90	-218.04	360.14	0	282.97
25.50	413.59	290.99	320.60	643.98	-327.14	459.99	-352.31	536.65	-229.00	375.99	0	295.42
26.00	421.91	296.94	328.92	655.87	-335.63	468.48	-361.45	546.56	-234.94	383.56	0	301.37
26.50	438.28	308.63	345.29	679.25	-352.34	485.18	-379.44	566.05	-246.63	398.44	0	313.06
27.00	443.63	312.45	350.63	686.89	-357.79	490.64	-385.31	572.41	-250.45	403.30	0	316.88
27.50	458.62	323.16	365.63	708.32	-373.09	505.94	-401.79	590.26	-261.17	416.93	0	327.59
28.00	465.17	327.84	372.18	717.67	-379.77	512.62	-408.99	598.06	-265.84	422.88	0	332.26
28.50	479.86	338.33	386.87	738.65	-394.76	527.61	-425.13	615.54	-276.33	436.24	0	342.76
29.00	486.54	343.10	393.55	748.20	-401.58	534.43	-432.47	623.50	-281.11	442.31	0	347.53
29.50	500.93	353.38	407.94	768.76	-416.27	549.11	-448.29	640.63	-291.39	455.39	0	357.81
30.00	507.74	358.25	414.75	778.49	-423.22	556.06	-455.77	648.74	-296.25	461.58	0	362.67

ANNEXE A

SP3

D(m)	Qc (t)	Qn (t)	Qtc (t)	Ql (t)	ETAT LIMITES ULTIMES				ETAT LIMITES DE SERVICE			
					fondamentales Qmin(t)	fondamentales Qmax(t)	accidentelles Qmin(t)	accidentelles Qmax(t)	rares Qmin (t)	rares Qmax (t)	quasi perman entes Qmin (t)	quasi perman entes Qmax (t)
10.00	57.09	39.55	31.38	96.25	-32.02	68.75	-34.48	80.21	-22.41	51.90	0	40.78
10.50	62.00	42.98	34.62	104.22	-35.33	74.44	-38.04	86.85	-24.73	56.36	0	44.29
11.00	65.79	45.60	36.61	110.66	-37.35	79.05	-40.23	92.22	-26.15	59.81	0	46.99
11.50	71.40	49.52	40.30	119.77	-41.12	85.55	-44.28	99.81	-28.78	64.91	0	51.00
12.00	73.46	50.99	42.36	122.72	-43.23	87.66	-46.55	102.27	-30.26	66.79	0	52.47
12.50	77.62	53.96	46.52	128.65	-47.47	91.90	-51.12	107.21	-33.23	70.56	0	55.44
13.00	79.86	55.56	48.76	131.86	-49.76	94.19	-53.59	109.88	-34.83	72.60	0	57.05
13.50	84.56	58.92	53.46	138.57	-54.55	98.98	-58.74	115.47	-38.18	76.87	0	60.40
14.00	86.95	60.62	55.85	141.98	-56.99	101.41	-61.37	118.32	-39.89	79.04	0	62.10
14.50	91.87	64.14	60.77	149.02	-62.01	106.44	-66.78	124.18	-43.41	83.52	0	65.62
15.00	93.88	65.57	62.78	151.88	-64.06	108.49	-68.99	126.57	-44.84	85.34	0	67.05
15.50	119.88	83.13	67.35	201.28	-68.72	143.77	-74.01	167.73	-48.11	108.98	0	85.63
16.00	129.90	89.90	69.25	220.23	-70.66	157.31	-76.10	183.53	-49.46	118.09	0	92.79
16.50	146.21	101.20	78.37	247.63	-79.97	176.88	-86.12	206.36	-55.98	132.91	0	104.43
17.00	161.79	112.06	88.28	273.14	-90.08	195.10	-97.01	227.61	-63.06	147.08	0	115.56
17.50	178.21	123.74	103.58	297.23	-105.69	212.31	-113.82	247.69	-73.99	162.01	0	127.29
18.00	180.68	125.47	105.39	301.13	-107.54	215.09	-115.81	250.94	-75.28	164.25	0	129.05
18.50	198.76	138.19	119.31	329.35	-121.74	235.25	-131.11	274.46	-85.22	180.69	0	141.97
19.00	232.92	161.12	122.58	395.79	-125.08	282.71	-134.70	329.83	-87.55	211.74	0	166.37
19.50	255.06	176.71	140.21	429.99	-143.07	307.14	-154.08	358.33	-100.15	231.87	0	182.18
20.00	269.48	186.79	149.87	453.33	-152.93	323.81	-164.69	377.77	-107.05	244.99	0	192.49
20.50	292.99	203.52	172.14	487.62	-175.65	348.30	-189.16	406.35	-122.95	266.36	0	209.28
21.00	288.45	200.64	175.09	476.84	-178.66	340.60	-192.40	397.37	-125.06	262.22	0	206.03
21.50	297.88	207.95	196.59	483.41	-200.61	345.30	-216.04	402.84	-140.42	270.80	0	212.77
22.00	291.51	203.98	202.46	467.33	-206.59	333.80	-222.48	389.44	-144.61	265.01	0	208.22
22.50	295.02	207.16	220.10	464.27	-224.59	331.62	-241.87	386.89	-157.22	268.20	0	210.73
23.00	279.42	196.65	217.74	434.41	-222.18	310.29	-239.27	362.01	-155.53	254.01	0	199.58
23.50	284.11	200.27	228.02	437.92	-232.68	312.80	-250.58	364.94	-162.87	258.28	0	202.94
24.00	291.30	205.28	232.67	449.65	-237.42	321.18	-255.68	374.71	-166.19	264.82	0	208.07
24.50	306.62	215.96	242.38	474.74	-247.32	339.10	-266.35	395.62	-173.13	278.75	0	219.02
25.00	317.63	223.51	246.91	494.16	-251.95	352.97	-271.33	411.80	-176.37	288.75	0	226.88
25.50	336.48	236.64	258.66	525.16	-263.94	375.11	-284.25	437.63	-184.76	305.89	0	240.35
26.00	345.43	243.03	267.61	537.93	-273.07	384.24	-294.07	448.28	-191.15	314.02	0	246.73
26.50	361.06	254.20	283.24	560.27	-289.02	400.20	-311.26	466.90	-202.32	328.24	0	257.90
27.00	366.84	258.32	289.02	568.52	-294.92	406.09	-317.60	473.77	-206.44	333.49	0	262.03
27.50	382.64	269.61	304.82	591.10	-311.04	422.21	-334.97	492.58	-217.73	347.86	0	273.32
28.00	388.08	273.50	310.26	598.87	-316.59	427.76	-340.95	499.06	-221.62	352.80	0	277.20
28.50	403.54	284.54	325.72	620.95	-332.37	443.54	-357.93	517.46	-232.66	366.85	0	288.24
29.00	409.15	288.54	331.33	628.97	-338.09	449.26	-364.10	524.14	-236.66	371.95	0	292.25
29.50	424.27	299.35	346.45	650.57	-353.52	464.70	-380.72	542.14	-247.47	385.70	0	303.05
30.00	430.04	303.47	352.22	658.81	-359.41	470.58	-387.06	549.01	-251.59	390.95	0	307.17

# **ANNEXE B**

## Les combinaisons d'action :

### Valeur numériques des coefficients $\gamma$ , $\psi$

#### Situation durable et transitoire

situation	Exploitation normal (ou transitoir)										
Etat limite	ELU					ELS					
Combinaison	De statique		De résistance		Rare		Fréquente		Quasi-permanente		
Poids propre	1.1		1.35		1		1		1		
Action variable	base	acc	base	acc	base	acc	base	acc	base	acc	
Action de circulation	Gr1	1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr2	1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr3	1.45	1.45x1	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr4	1.35	/	1.35	/	1	/	0.8	/	/	/
	Gr5	1	1x1	1	1x1	1	1	/	/	/	/
	Gr11	1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.6	/	//	/
	Gr12	1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.6	/	/	/
	Gr13	1.45	1.45x1	1.45	1.45x1	1	1	0.6	/	/	/
Gr14	1.35	/	1.35	/	1	/	0.6	/	/	/	
Surcharge des trottoirs (AQS)	1.5	1.5x0.8	1.5	1.5x0.8	1	0.8	0.5	/	/	/	
Action de vent W	1.5	1.5x0.8	1.5	1.5x0.6	1	0.6	0.5	/	/	/	
Action thermique	1.5	1.5x0.8	1.5	1.5x0.6	1	0.6	0.6	0.5	/	0.5	

#### ELU :

- ELU fondamental (résistance) : \*\*\*

1.35 G + 1.45 Gr12+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T+0.9 W	
1.35 G + 1.45 Gr13+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T+0.9 W	
MAX	1.35 G + 1.45 Gr11+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T 1.35 G + 1.35 Gr14+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T
1.35 G +1.5T+1.16 Gr11+1.2 G <sub>TROT</sub>	

- ELU d'équilibre statique :

1.1 G + 1.45 Gr12+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T+0.9 W	
1.1 G + 1.45 Gr13+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T+0.9 W	
MAX	1.35 G + 1.45 Gr11+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T 1.35 G + 1.35 Gr14+1.2G <sub>TROT</sub> +0.9 T
1.1G +1.5T+1.16 Gr11+1.2 G <sub>TROT</sub>	

1.2 : une charge d'accompagnement :  $0.8 \times 1.5 = 1.2$   
 0.9 : une charge d'accompagnement  $1.5 \times 0.6 = 0.9$   
 1.16 : une charge d'accompagnement  $1.45 \times 0.8 = 1.16$

- ELU accidentels (résistance = équilibre statique) : Ça vient d'un autre tableau :

G + A <sub>d</sub> +0.6 Gr 13 + 0.5 T
G + A <sub>d</sub> +0.6 Gr 14+ 0.5 T

- ELU sismiques (résistance, équilibre statique) : forme explicité réservée (cf. 1.7.1)

**ELS :**

- ELS rares : \*\*\*

$G + Gr12 + 0.8G_{TROT} + 0.6 T + 0.6W$
$G + Gr13 + 0.8G_{TROT} + 0.6 T + 0.6W$
$G + Gr11 + 0.8G_{TROT} + 0.6 T$
$G + Gr14 + 0.8G_{TROT} + 0.6 T$
$G + 0.8Gr11 + 0.8G_{TROT} + T$

- ELS fréquents :

$G + 0.6 Gr11 + 0.5T$
$G + 0.6 Gr13 + 0.5T$
$G + 0.6 Gr14 + 0.5T$

- ELS quasi permanents :

$G + 0.5T$
------------

**NB** :- le groupe 13 n'intervient que pour les longerons.  
-\*\*\* les combinaisons utilisées

# **ANNEXE C**

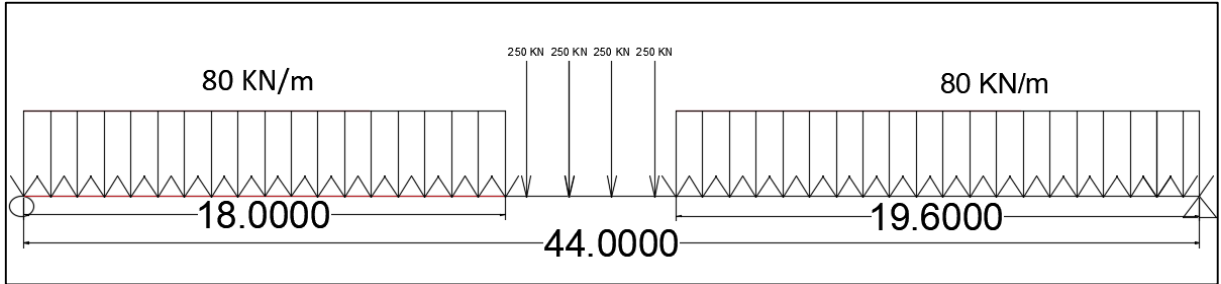
# CALCUL DES EFFORTS

## Travée intermédiaire

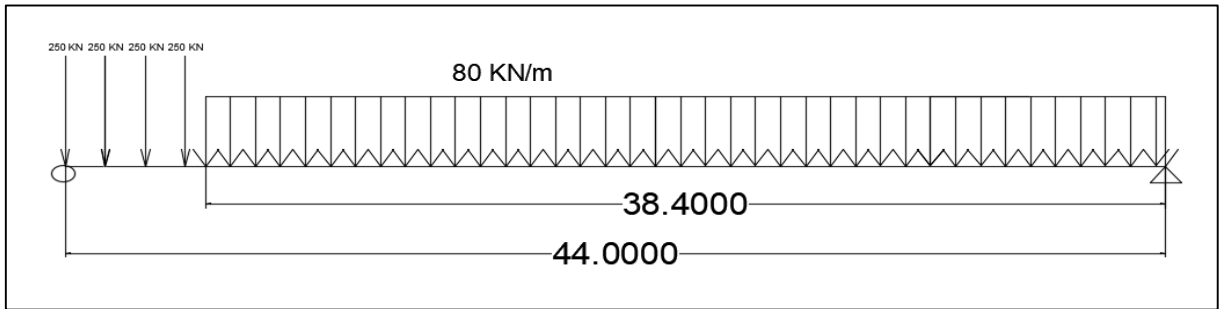
Charges et surcharges :

**UIC 71**

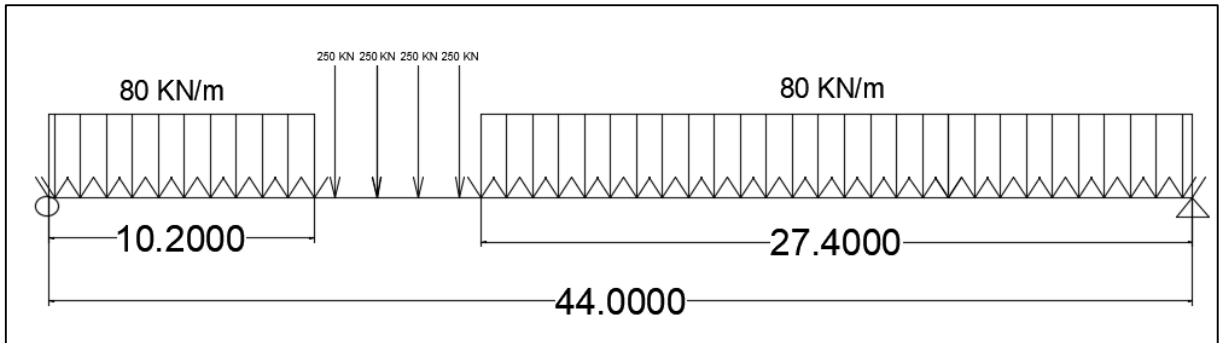
$M_{max} = 24\,363,20 \text{ KN.m}$



$T_{max}(x=0) = 2\,285,96 \text{ KN}$

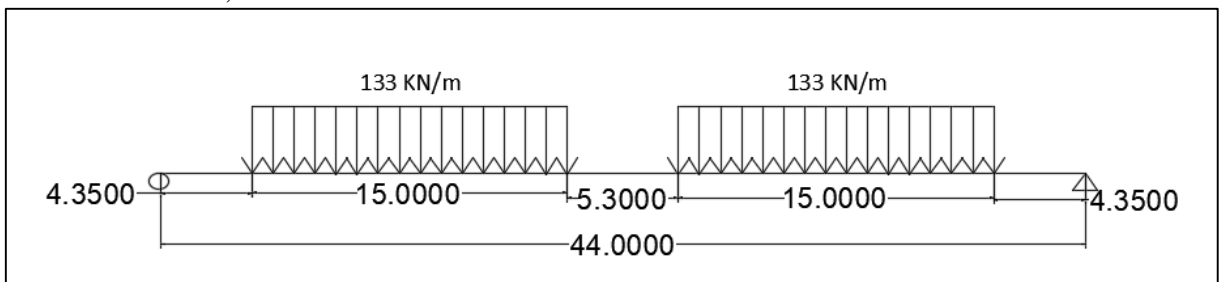


$T_{max}(x=L/4) = 1\,028,62 \text{ KN}$

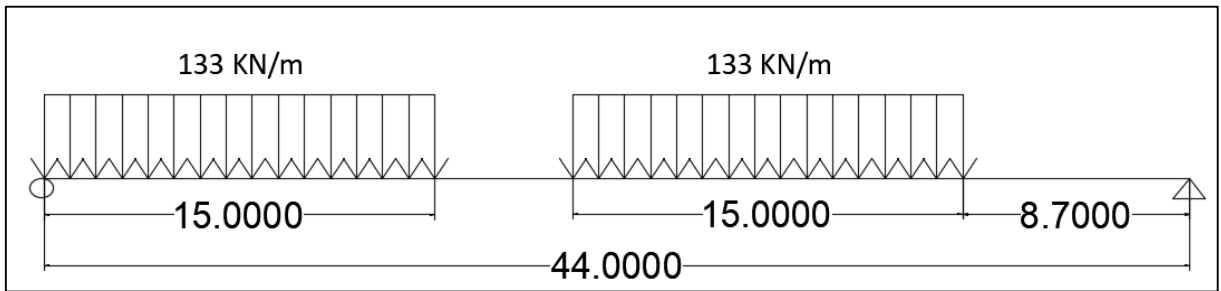


**SW0**

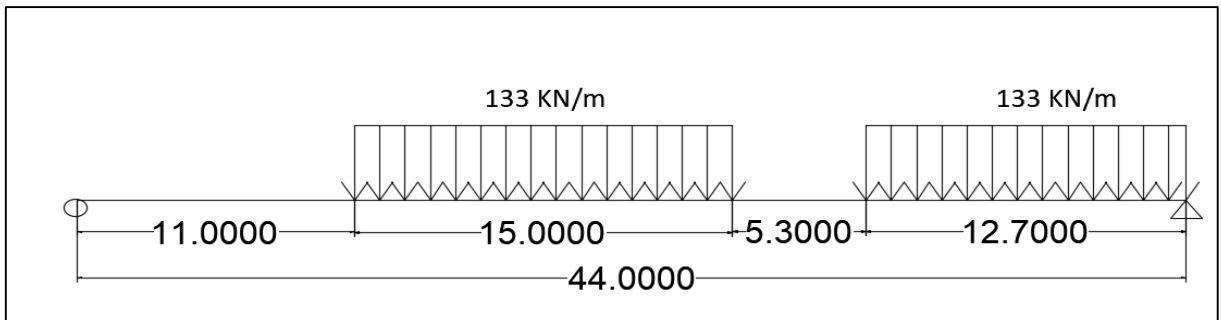
$M_{max} = 23\,640,75 \text{ KN.m}$



$T_{max}(x=0) = 2\,389,47\text{ KN}$

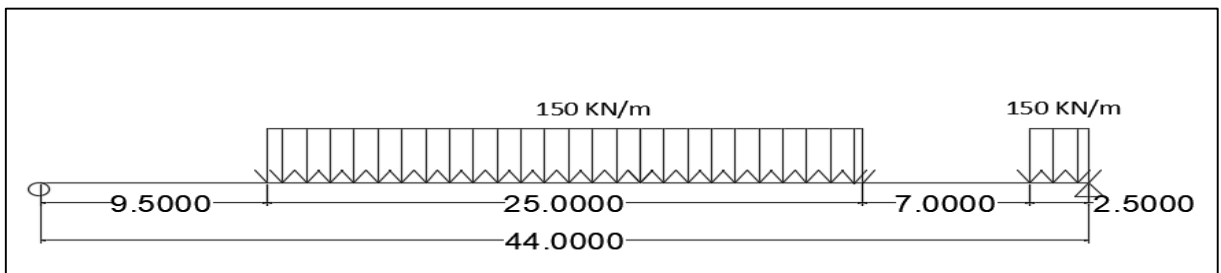


$T_{max}(x=L/4) = 2\,284,14\text{ KN}$

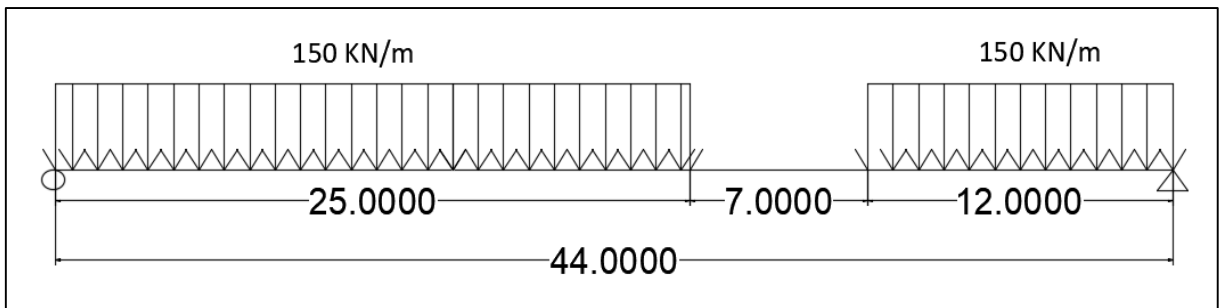


**SW2**

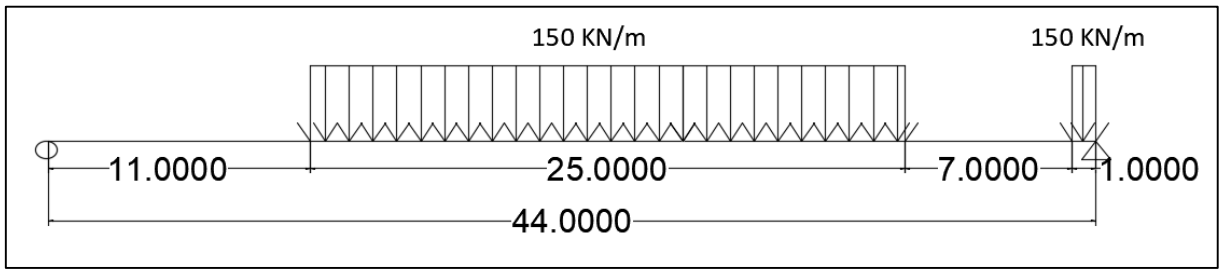
$M_{max} = 29\,766,00\text{ KN.m}$



$T_{max}(x=0) = 2\,930,11\text{ KN}$



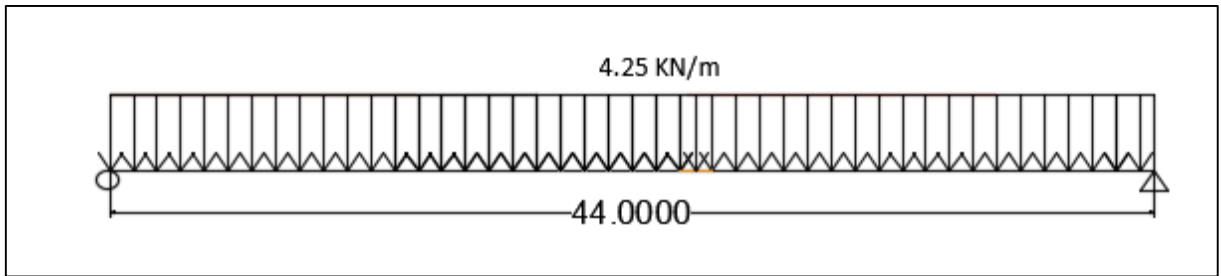
$T_{max}(x=L/4) = 2\,151,14\text{ KN}$



**Surcharge trottoir**

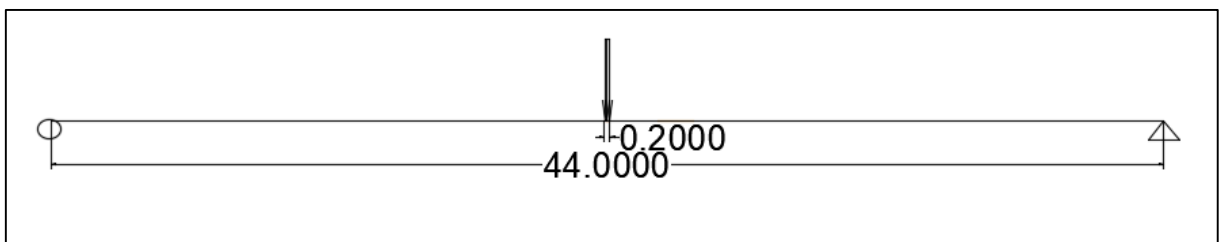
$M_{max} = 1\,028,55\text{ KN.m}$   
 $T_{max}(x=0) = 193,25\text{ KN}$   
 $T_{max}(x=L/4) = 96,13\text{ KN}$

1. Surcharge surfacique uniforme :

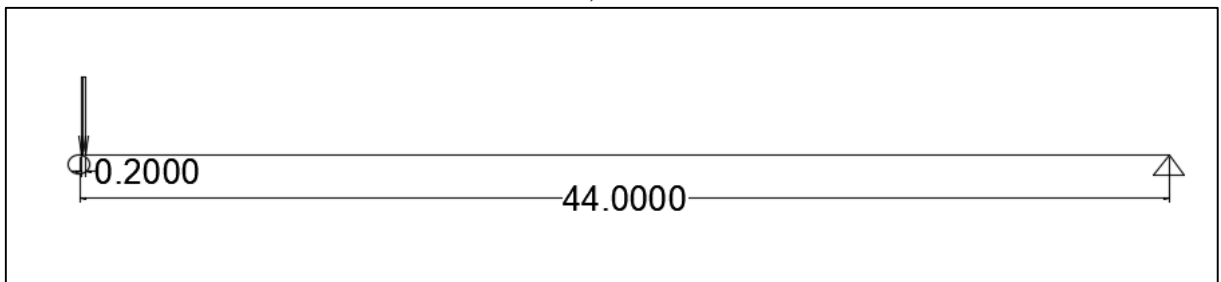


$M_{max} = 1028,5\text{ KN.M}$   
 $T_{max}(x=0) = 191,25\text{ KN}$   
 $T_{max}(x=L/4) = 95,625\text{ KN}$

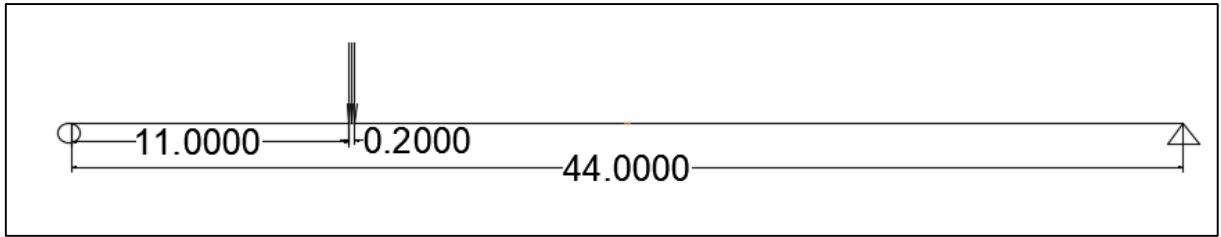
2. Surcharge concentree 2KN appliquee sur 0.2\*0.2



$M_{max} = 0,05\text{ KN.m}$



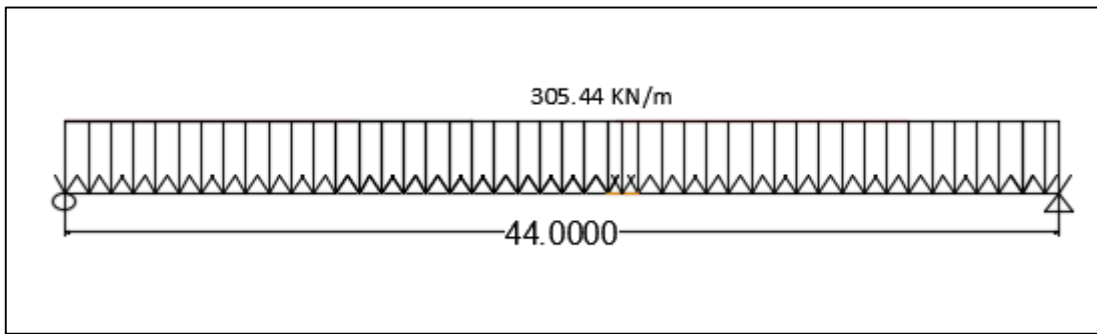
$T_{max}(x=0) = 1,995\text{ KN}$



$$T_{\max}(x=L/4) = 0,505 \text{ KN}$$

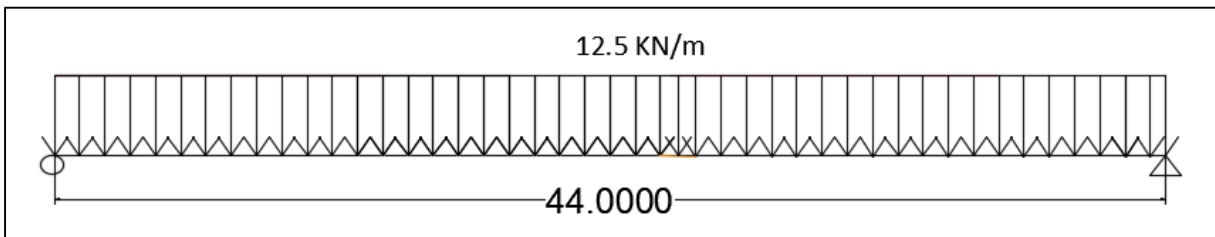
**Poids propre**

$M_{\max} = 73\,917,29 \text{ KN.M}$   
 $T_{\max}(x=0) = 6\,872.4 \text{ KN}$   
 $T_{\max}(x=L/4) = 3436.2 \text{ KN}$



**Train à vide**

$M_{\max} = 3\,025,00 \text{ KN.M}$   
 $T_{\max}(x=0) = 281,25 \text{ KN}$   
 $T_{\max}(x=L/4) = 140,63 \text{ KN}$

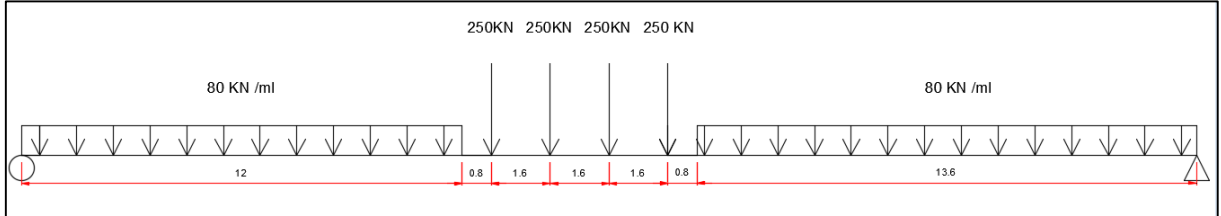


## Travée de rive

Charges et surcharges :

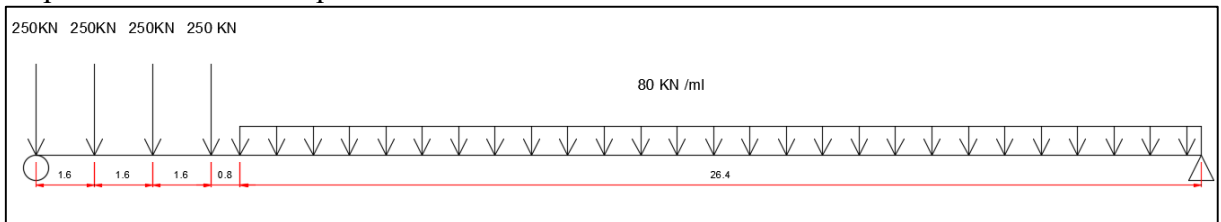
### UIC 71

La position de l'UIC71 qui donne  $M_{max}$  :



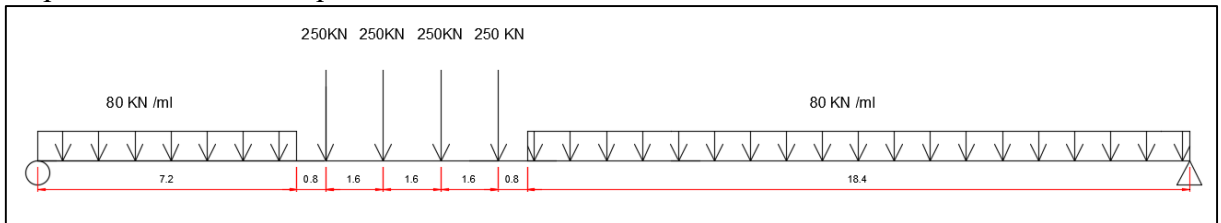
$$M_{max} = 13\,779.20 \text{ KN.m}$$

La position de l'UIC71 qui donne  $T_{max}$  a  $x=0$  :



$$T_{max}(x=0) = 1546.20 \text{ KN}$$

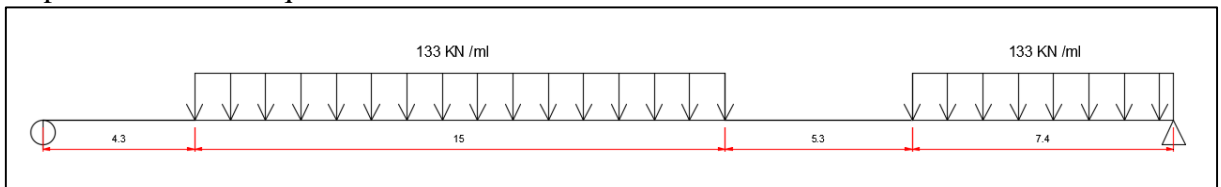
La position de l'UIC71 qui donne  $T_{max}$  a  $x=0.25 L$  :



$$T_{max}(x=L/4) = 1046.10 \text{ KN}$$

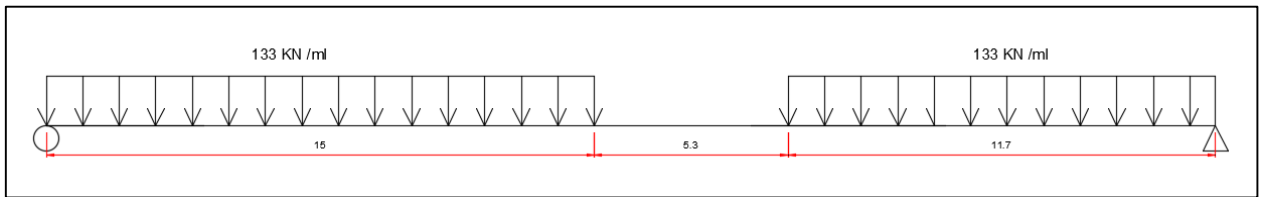
### SW0

La position du SW/0 qui donne  $M_{max}$  :



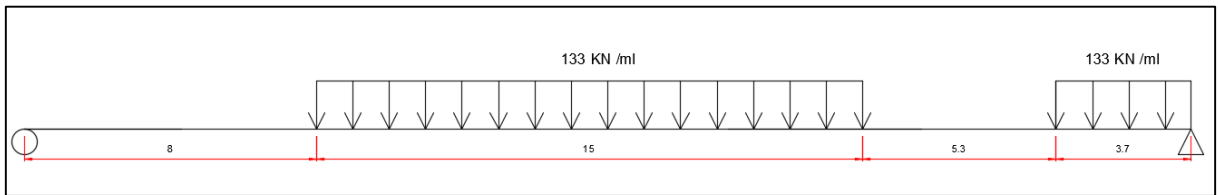
$$M_{max} = 12\,992.81 \text{ KN.m}$$

La position du SW/0 qui donne Tmax a x=0 :



$$T_{max}(x=0) = 1811.90 \text{ KN}$$

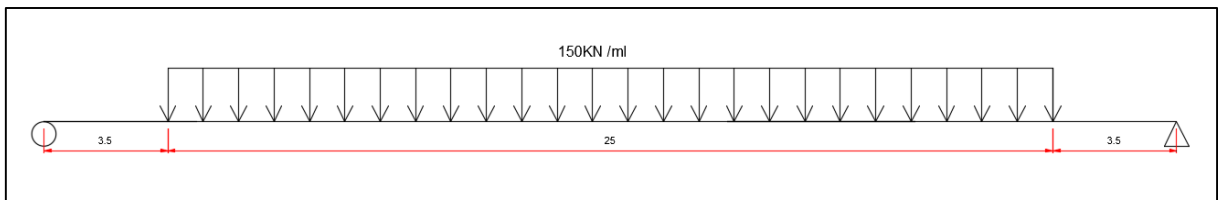
La position du SW/0 qui donne Tmax a x=0.25L :



$$T_{max}(x=L/4) = 1057.12 \text{ KN}$$

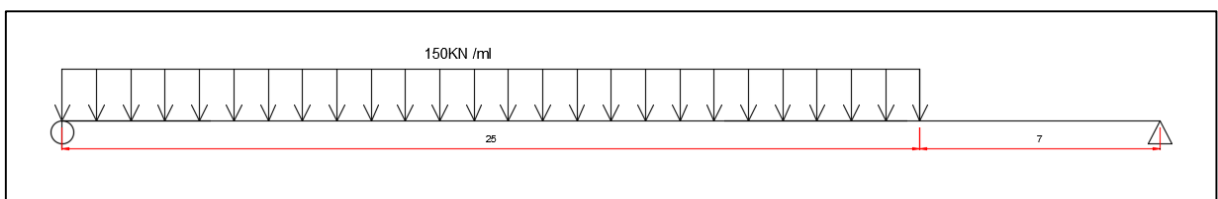
**SW2**

La position du SW/2 qui donne Mmax :



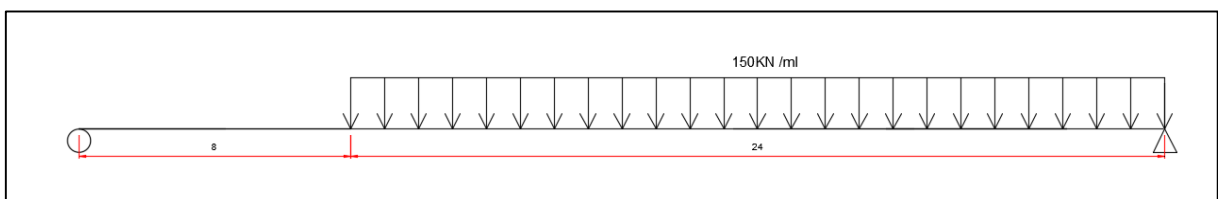
$$M_{max} = 18\,281.25$$

La position du SW/2 qui donne Tmax a x=0 :

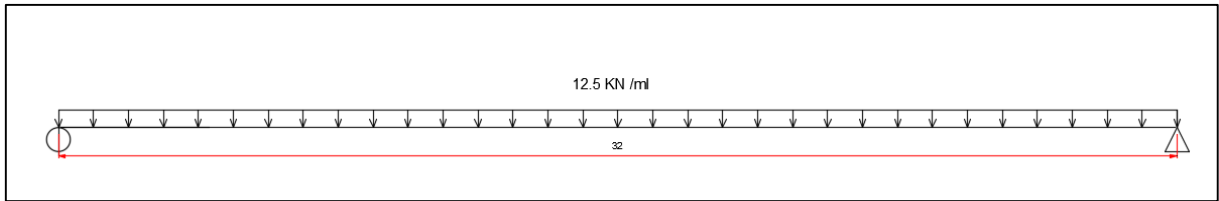


$$T_{max}(x=0) = 2885.16$$

La position du SW/2 qui donne Tmax a x=0.25L :



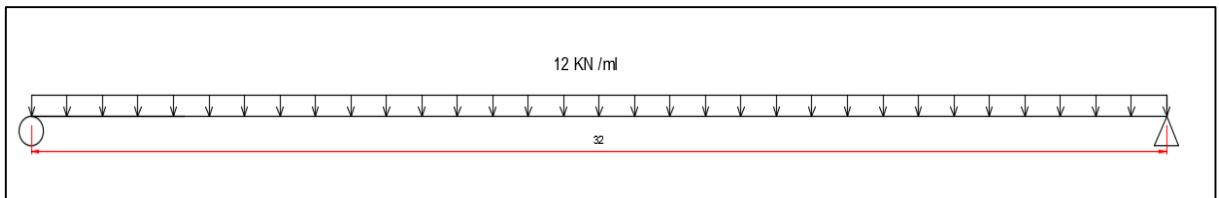
$$T_{max}(x=L/4) = 1350.00$$

**Train à vide**

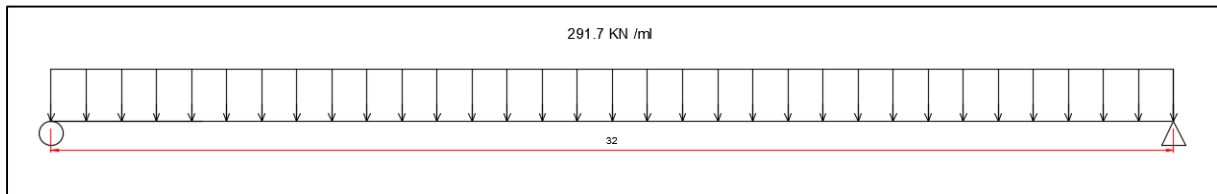
- $M_{\max} = 1600 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} (x=0) = 200 \text{ KN}$
- $T_{\max} (x=L/4) = 100 \text{ KN}$

**Surcharge des trottoirs**

une charge uniformément répartie de  $5 \text{ KN/m}^2$  :



- $M_{\max} = 1536 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} (x=0) = 192 \text{ KN}$
- $T_{\max} (x=L/4) = 96 \text{ KN}$

**Poids propre**

- $M_{\max} = 37337.60 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} (x=0) = 4667.2 \text{ KN}$
- $T_{\max} (x=L/4) = 2333.6 \text{ KN}$

**Méthode GUYON MASSONET :**

Donnée :

<b>Lp</b>	<b>d</b>	<b>b0</b>	<b>ep</b>	<b>n</b>
44	2,5	0,02	0,3	4
32	2.5	0.02	0.3	4

La poutre :

La largeur du tablier b' :

$$(b' - b_0)/2 = \min(L/10; (d - b_0)/2; 6 \cdot ep) = \min(4,4; 1,24; 1,8) \rightarrow b' = 2,5$$

L'entretoise :

- IPE600 pour la travée intermédiaire.
- IPE400 pour la travée de rive.

1. Les caractéristiques mécaniques du tablier :

**LES POUTRES :**

A. Caractéristique de flexion de la poutre :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_e}$$

E : module de young, on a deux matériaux (le béton et la charpente)

<b>Matériaux</b>	<b>CM</b>	<b>BA</b>
E	210000	11393,18586

Ip : Moment d'inertie de la poutre :

<b>Matériaux</b>	<b>CM</b>	<b>BA</b>
Ip (travée intermédiaire)	0,1513	0,005625
Ip (travée de rive)	0.0439	0,005625

be : entraxe entre deux poutres successives : be=2.5m

B. Caractéristique de torsion de la poutre :

$$\gamma_p = \frac{G \cdot I'_p}{b_e}$$

G : module de cisaillement

<b>Matériaux</b>	<b>CM</b>	<b>BA</b>
G	81000	5696,59293

I'p Moment d'inertie à la torsion de la poutre :

<b>Matériaux</b>	<b>CM</b>	<b>BA</b>
I'p (la travée intermédiaire)	0,000181759	0,020988806
I'p (la travée de rive)	0.000057439	0,020988806

Donc :

		$\rho_P$	$y_P$
<u>LES</u>	Travée intermédiaire	12734,83467	53,71486615
	Travée de rive	3731.46700	42.078

ENTRETOISES :

A. Caractéristique de flexion de l'entretoise :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_E}{b_T}$$

 $I_E$  : Moment d'inertie de l'entretoise

Matériaux	CM
$I_E$ (IPE600)	0,0009208
$I_E$ (IPE400)	0,0002313

 $b_T$  entraxe entre deux poutres  $b_T = 6.4$  m

B. Caractéristique de torsion de l'entretoise :

$$\rho_p = \frac{G \cdot I'_E}{b_T}$$

 $I'_E$  : Inertie à la torsion de l'entretoise

Matériaux	CM
$I'_p$ (IPE600)	1,27604E-06
$I'_p$ (IPE400)	3,66258E-07

Donc :

Pour le calcul du paramètre d'entretoisement  $\Theta$  $b$  : largeur du tablier fictif  $b = (n \cdot b_0) / 2 = 5$  m

On aura :

	$\rho_E$	$y_E$
Travée intermédiaire	30,21375	0,016149927
Travée de rive	7.589	0.0046

	$\alpha$	$\Theta$
Travée intermédiaire	0.0433	0.51
Travée de rive	0.125	0.73

Pour la travée intermédiaire (45m) :

**POUTRE 1**

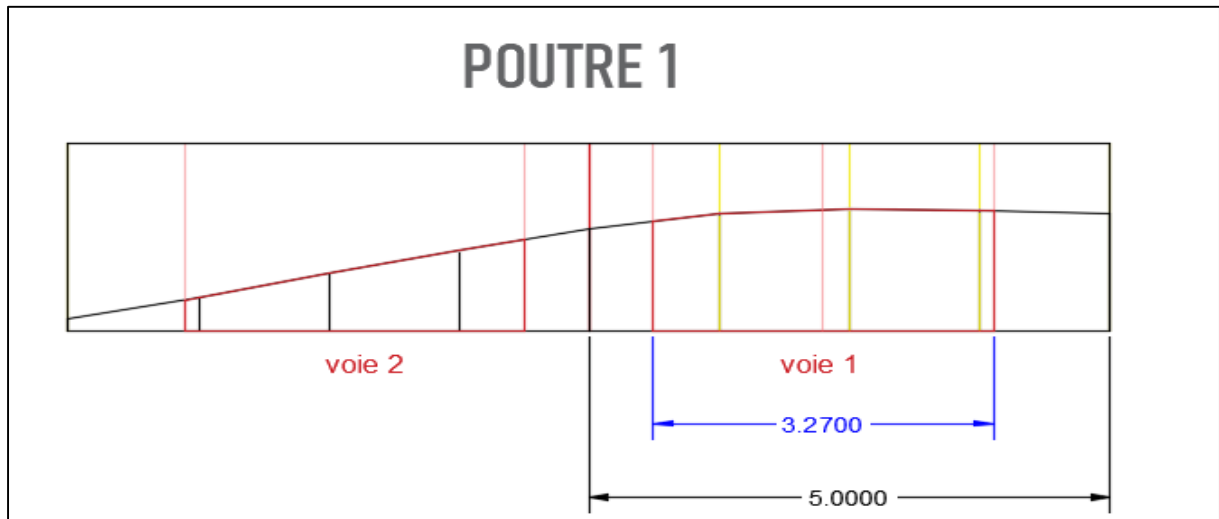
$y=b/4$ (poutre 1)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$k_0$	- 0,0021	0,3111	0,6223	0,9226	1,1877	1,3721	1,4336	1,425	1,3968
$k_1$	0,6834	0,7617	0,8547	0,9642	1,0767	1,1557	1,1603	1,1293	1,0937
$k_\alpha$	- 0,0021	0,3111	0,6223	0,9226	1,1877	1,3721	1,4336	1,425	1,3968

**POUTRE 2**

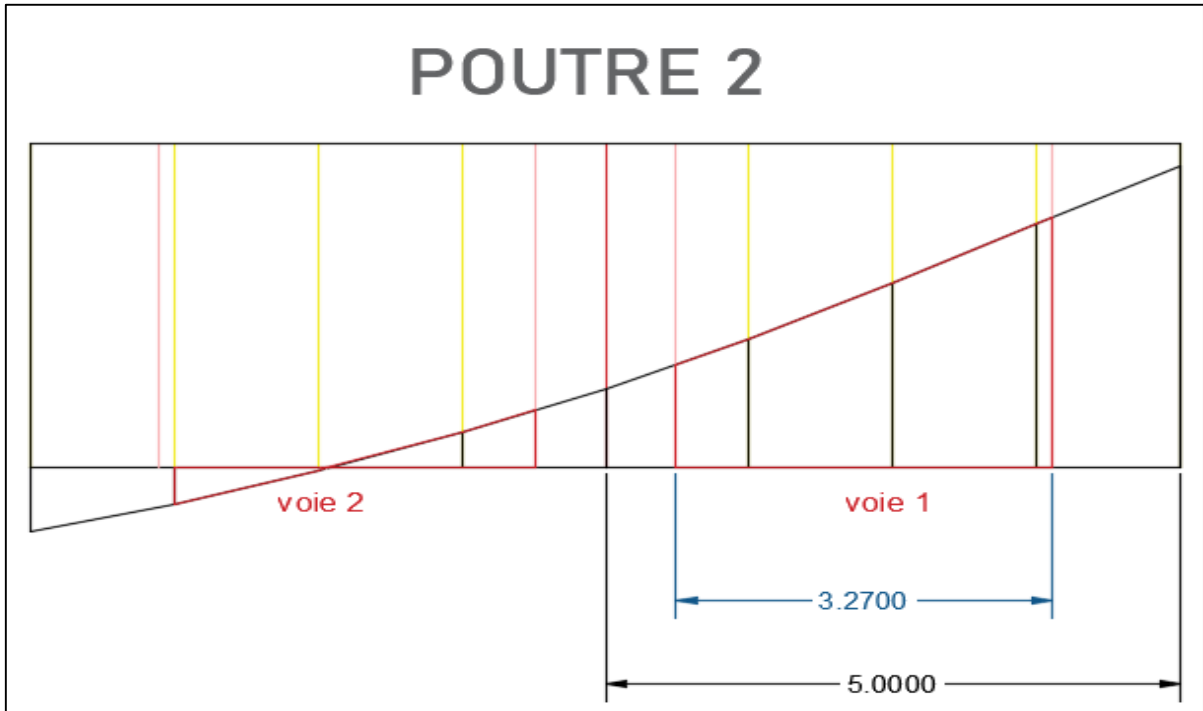
$y=3b/4$ (poutre 2)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$k_0$	- 0,9828	- 0,5703	- 0,1466	0,3111	0,8288	1,425	2,0981	2,8125	3,514
$k_1$	0,4538	0,534	0,6326	0,7617	0,9276	1,1293	1,3544	1,5704	1,7409
$k_\alpha$	- 0,9828	- 0,5703	- 0,1466	0,3111	0,8288	1,425	2,0981	2,8125	3,514

Calcul de surface (avec autocad)

<b>Sk</b>	Voie 1	Voie 2
	4.4413	2.3244



<b>Sk</b>	Voie 1	Voie 2	
	6.07055	-0.28156	+0.56815
		0,37723	



Pour la Travée de rive(33m):

Théta=0.73		Alfa=0=> K0								
Y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0207144	0,545953	1,0580156	1,4942764	1,6962098	1,4942764	1,0580156	0,545953	0,0207144
b/4		-0,359341	0,1091958	0,586077	1,06715	1,4942764	1,7124132	1,5550418	1,1930226	0,779859
b/2		-	-	0,1796746	0,586077	1,0580156	1,5550418	1,9396156	2,055337	2,0611754
3b/4		-	-0,379103	-	0,1091958	0,545953	1,1930226	2,055337	3,0257522	3,928806
b		-	-	-	-0,359341	0,0207144	0,779859	2,0611754	3,928806	6,2489788
		0,5113034	0,1756318							
		0,5568598		0,1756318						
		0,5721258	0,5568598	0,5113034						

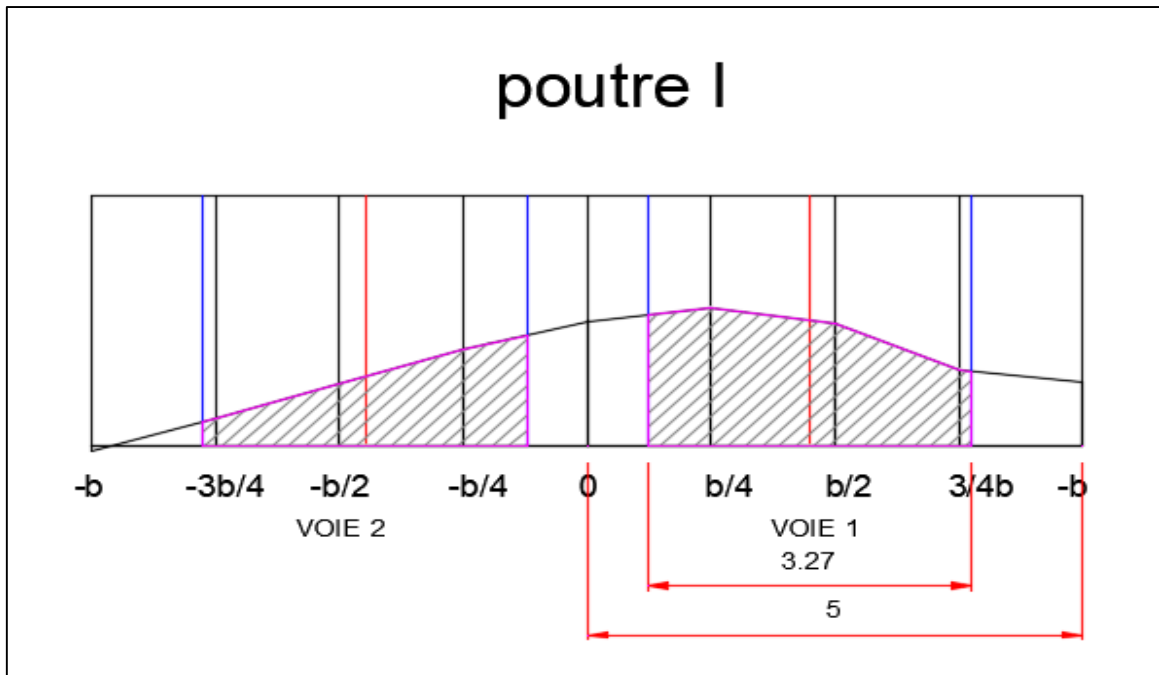
Théta=0.73		Alfa=1=> K1								
Y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,707754	0,8317296	0,9922676	1,1738686	1,2786066	1,1738686	0,9922676	0,8317296	0,707754
b/4		0,4805258	0,590251	0,7405218	0,943664	1,1738686	1,3310108	1,2825824	0,164897	1,0459632
b/2		0,3339384	0,4250306	0,5532498	0,7405218	0,9922676	1,2825824	1,5137498	1,5541622	1,5263164
3b/4		0,2414678	0,316842	0,4250306	0,590251	0,8317296	0,164897	1,5541622	1,9310214	2,167376
b		0,178002	0,2414678	0,3339384	0,4805258	0,707754	1,0459632	1,5263164	2,167376	2,9407402

Théta=0.73		Alfa=0,125								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,2062150	0,6231126	1,040263	1,407766	1,583456	1,407766	1,04026	0,623112	0,206215
b/4		-0,132576	0,2390807	0,627777	1,033808	1,407766	1,609434	1,481477	0,915428	0,851707
b/2		-0,283088	-0,013452	0,280539	0,627777	1,04026	1,481477	1,824631	1,920019	1,91676
3b/4		-0,341311	-0,191197	0,280539	0,239080	0,623112	0,915428	1,920019	2,730174	3,45321
b		-0,369591	-0,341311	-0,28308	-0,13257	0,206215	0,851707	1,91676	3,453219	5,355754

Après une interpolation, les valeurs de  $\kappa\alpha$  pour chaque poutre :

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
e									
poutre I	-0,067528	0,312814	0,706974	1,105608	1,441498	1,570714	1,396764	0,859304	0,727772
poutre II	0,308240	-0,090238	0,15353	0,459860	0,860054	1,236944	1,865839	2,270006	2,580512

Calcul de la surface : en utilisant le logiciel AUTOCAD :



	Voie 1	Voie 2
$S_K$	4.3546	2.6554



# **ANNEXE D**

# ETUDE DU TABLIER MIXTE

## Calcul des inerties

### Travée de rive

La dalle :

dalle	b	h	S (Ab)	Ib
	3,67	0,3	1,101	0,0082575

La poutre 1 :

P1T1	b	h	Si	yi
	0,6	0,02	0,012	1,69
	0,02	1,64	0,0328	0,86
	0,7	0,04	0,028	0,02
	/	S (Aa)	0,0728	/

Yg	0,6737
Vs	1,0263
Vi	0,6737
I1	0,0124
I2	0,0085
I3	0,0120
Iyy (Ia)	0,0329

n	6
Ah	0,2563
e	1,1763
eb	0,3341
ea	0,8422
I	0,1063

n	18
Ah	0,1340
e	1,1763
eb	0,6392
ea	0,5371
I	0,0793

n	15
Ah	0,1462
e	1,1763
eb	0,5857
ea	0,5905
I	0,0840

Tel que :

- $A_a$  : surface du profilé (poutre métallique)
- $h_a$  : hauteur du profilé (poutre métallique)
- $V_a$  : distance moyenne inférieure du profilé
- $A_b$  :  $b_{eff} * h_c$  surface de la membrane en béton
- $A_h = A_a + \frac{A_b}{n_L}$  la surface équivalente
- $e = v_a + \frac{h_c}{2}$  l'excentricité totale
- $e_b = \frac{A_a \times e}{A_h}$  l'excentricité du béton
- $e_a = \frac{A_b \times e}{A_h \times n_L}$  l'excentricité de l'acier
- $I_a + A_a (e_a)^2 + \frac{1}{n_L} \left[ \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} + A_b (e_b)^2 \right]$  L'inertie équivalente :

La poutre 2 :

P2T1	b	h	Si	yi
	0,6	0,03	0,018	1,685
	0,02	1,61	0,0322	0,865
	0,7	0,06	0,042	0,03
	/	S (Aa)	0,0922	/

Yg	0,644718
Vs	1,055282
Vi	0,644718

I1	0,01948071
I2	0,00851795
I3	0,01588349
Iyy (Ia)	0,04388214

n	6
Ah	0,2757
e	1,2053
eb	0,4031
ea	0,8022
I	0,1344

n	18
Ah	0,1534
e	1,2053
eb	0,7246
ea	0,4807
I	0,0978

n	15
Ah	0,1656
e	1,2053
eb	0,6711
ea	0,5342
I	0,1038

Travée intermédiaireLa poutre 1 :

P1T2	b	h	Si	yi
	0,75	0,02	0,015	2,34
	0,02	2,28	0,0456	1,19
	0,9	0,05	0,045	0,025
	/	S (Aa)	0,1056	/

Yg	0,85690341
Vs	1,49309659
Vi	0,85690341
I1	0,03299413
I2	0,02481339
I3	0,03115222
Iyy (Ia)	0,08895975

n	6
Ah	0,2891
e	1,6431
eb	0,6002
ea	1,0429
I	0,2713

n	18
Ah	0,1668
e	1,6431
eb	1,0404
ea	0,6027
I	0,1940

n	15
Ah	0,1790
e	1,6431
eb	0,9693
ea	0,6738
I	0,2064

La poutre 2 :

P2T2	b	h	Si	yi
	0,75	0,04	0,03	2,33
	0,02	2,24	0,0448	1,19
	0,9	0,07	0,063	0,035
	/	S (Aa)	0,1378	/

Yg	0,91013788
Vs	1,43986212
Vi	0,91013788
I1	0,06048425
I2	0,02224124
I3	0,0482753
Iyy (Ia)	0,13100079

n	6
Ah	0,3213
e	1,5899
eb	0,6819
ea	0,9080
I	0,3313

n	18
Ah	0,1990
e	1,5899
eb	1,1011
ea	0,4888
I	0,2385

n	15
Ah	0,2112
e	1,5899
eb	1,0373
ea	0,5525
I	0,2526

La poutre 3 :

P3T2	b	h	Si	yi
	0,75	0,05	0,0375	2,325
	0,02	2,22	0,0444	1,19
	0,9	0,08	0,072	0,04
	/	S (Aa)	0,1539	/

Yg	0,92854776
Vs	1,42145224
Vi	0,92854776
I1	0,07313577
I2	0,02127014
I3	0,05688363
Iyy (Ia)	0,15128955

n	6
Ah	0,3374
e	1,5715
eb	0,7168
ea	0,8547
I	0,3594

n	18
Ah	0,2151
e	1,5715
eb	1,1245
ea	0,4469
I	0,2598

n	15
Ah	0,2273
e	1,5715
eb	1,0640
ea	0,5075
I	0,2746

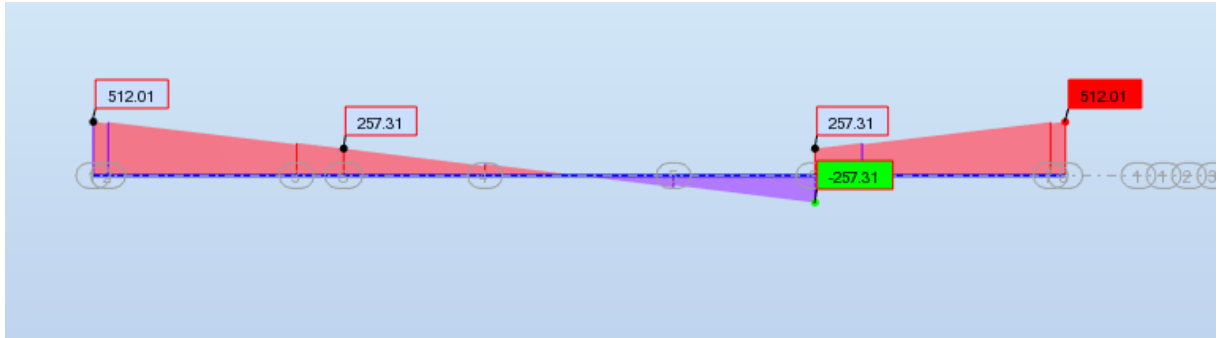
# Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants de la section mixte

Travée de rive

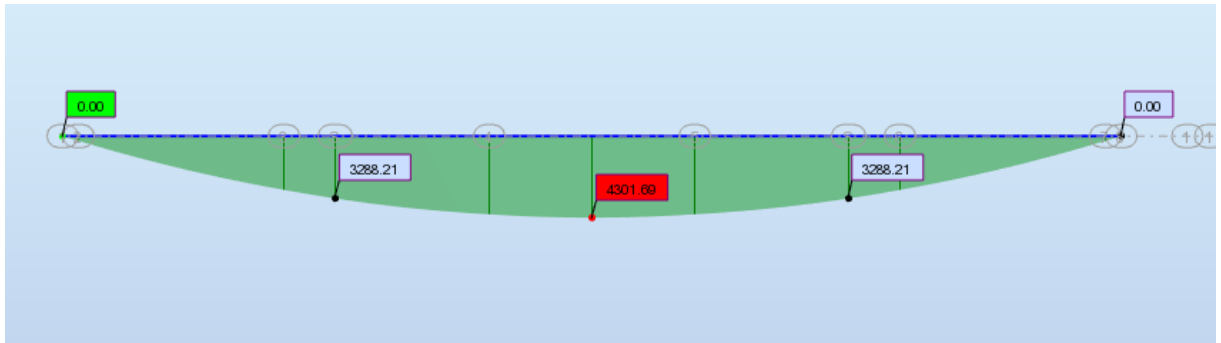
PHASE 1

« G<sub>dalle</sub> »

L'effort tranchant



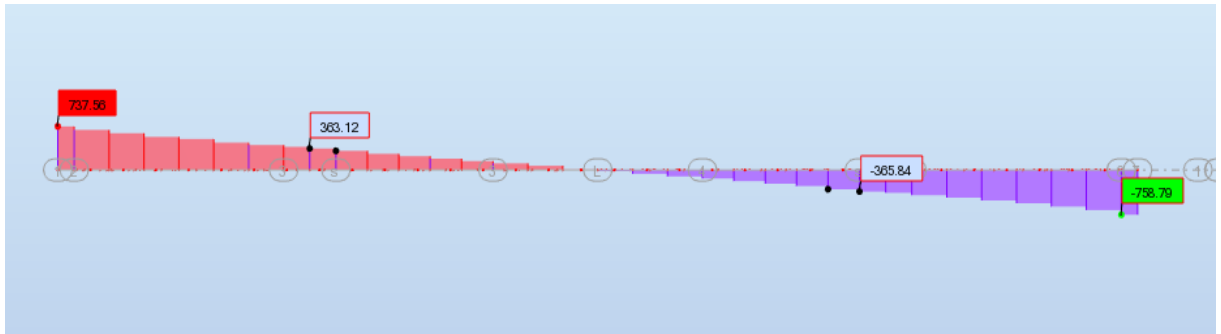
Le moment fléchissant



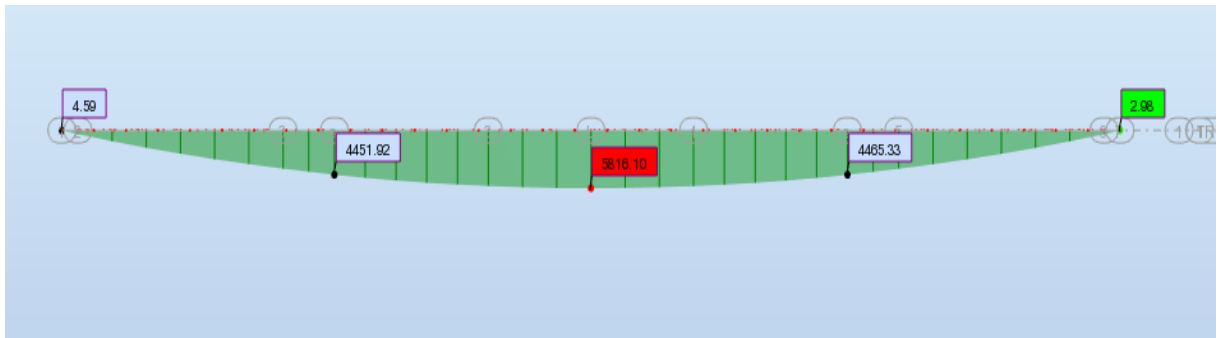
PHASE 2

« G<sub>ccp</sub> »

L'effort tranchant

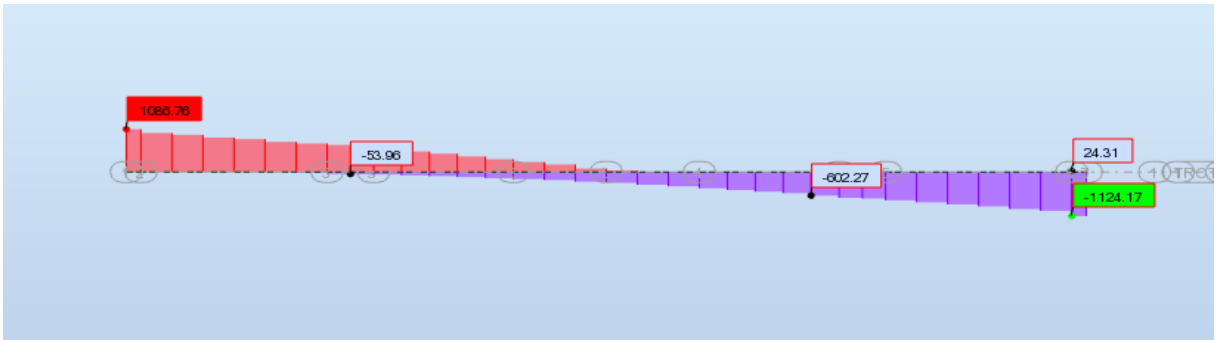


Le moment fléchissant

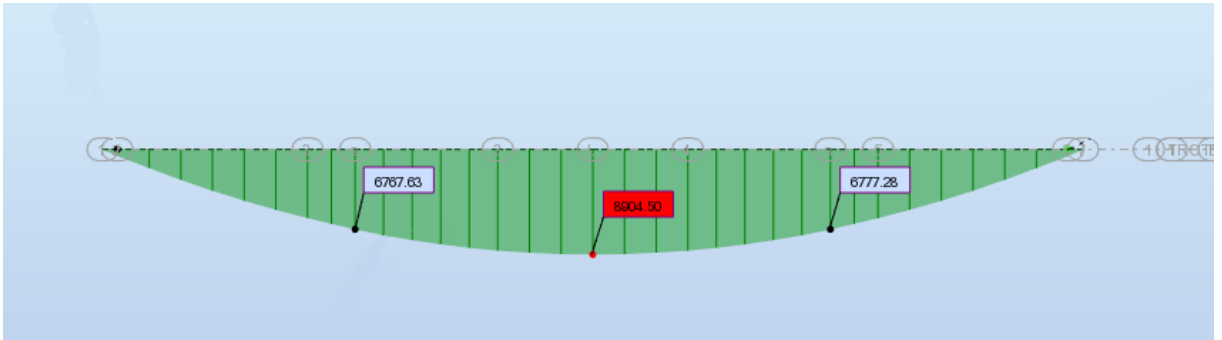


PHASE 3  
« Groupe 14 »

L'effort tranchant

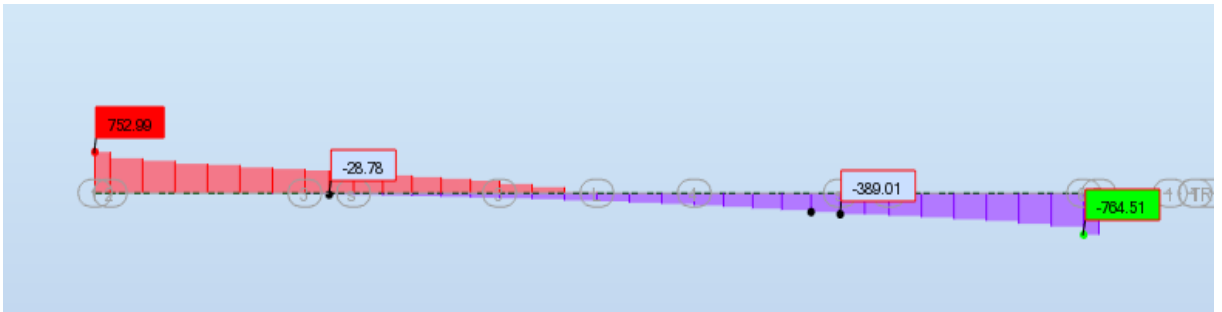


Le moment fléchissant

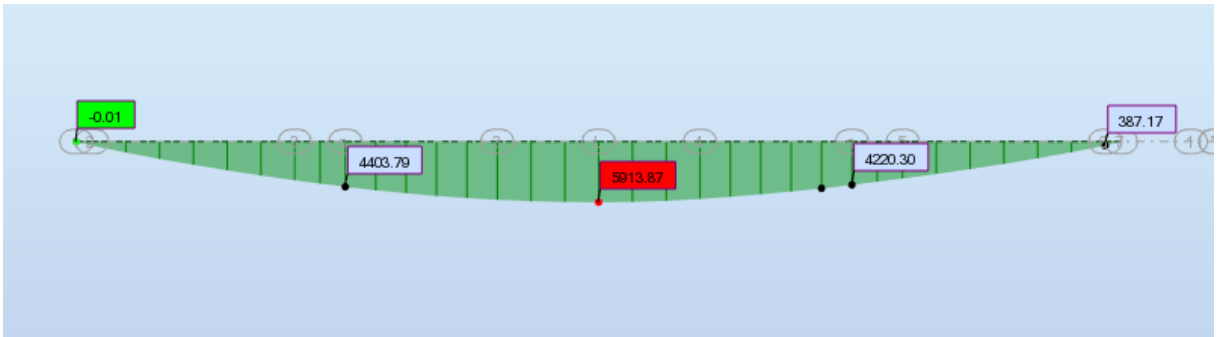


LES CHARGES  
« UIC 71 voie 1 »

L'effort tranchant

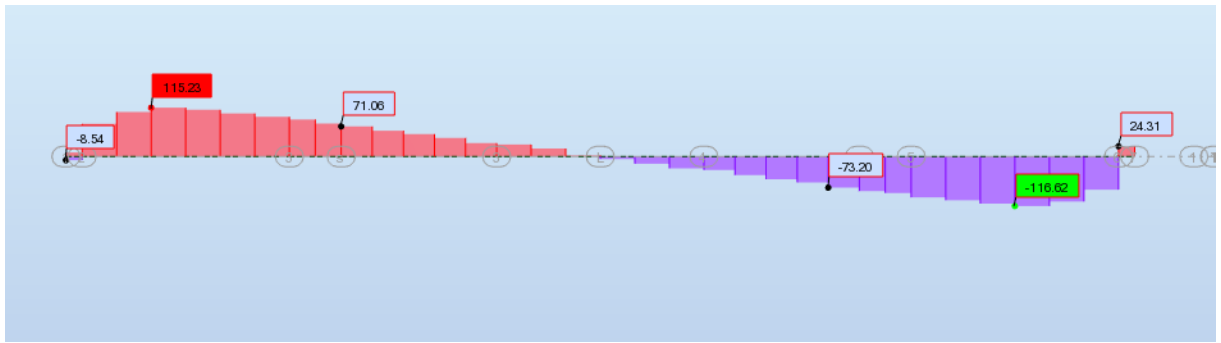


Le moment fléchissant

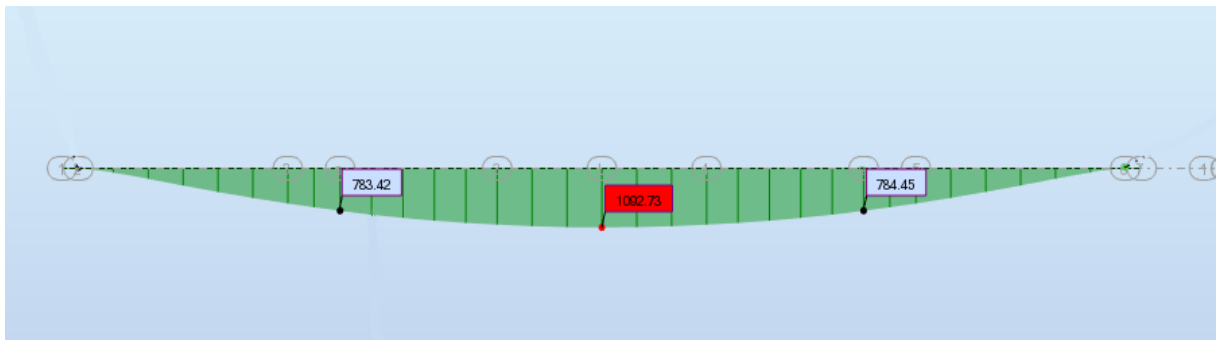


« Uic 71 voie 2 »

L'effort tranchant

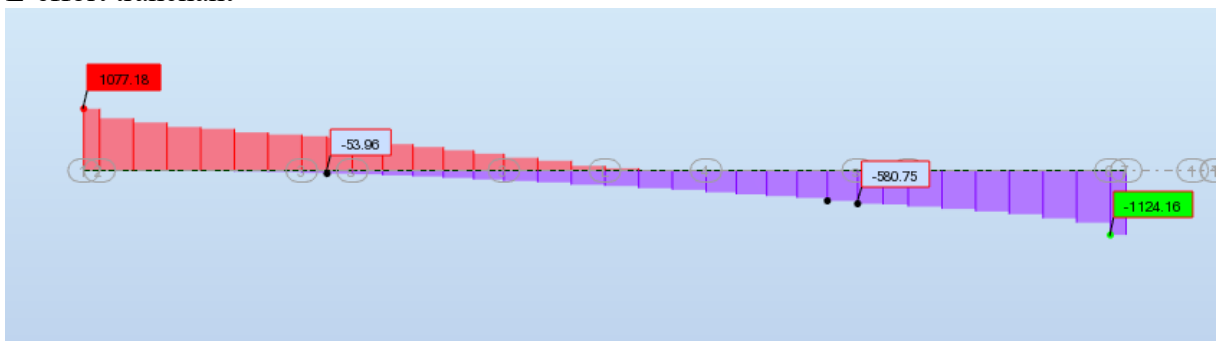


Le moment fléchissant

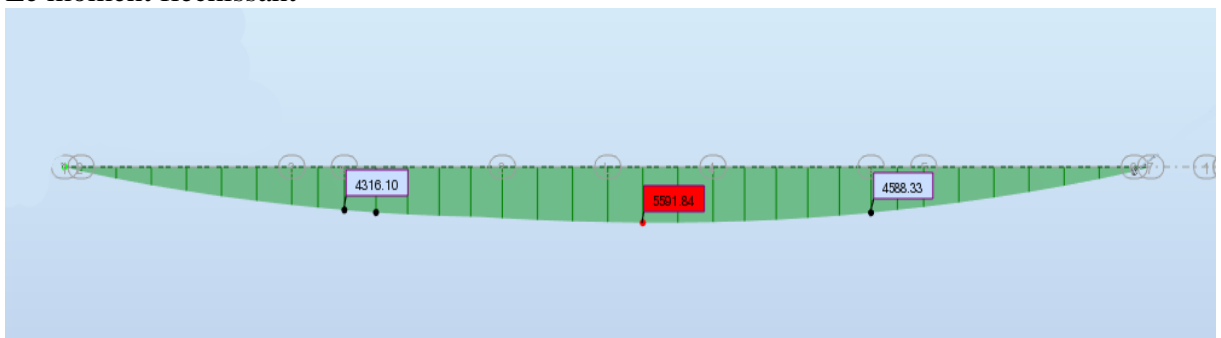


« SW0 voie 1 »

L'effort tranchant

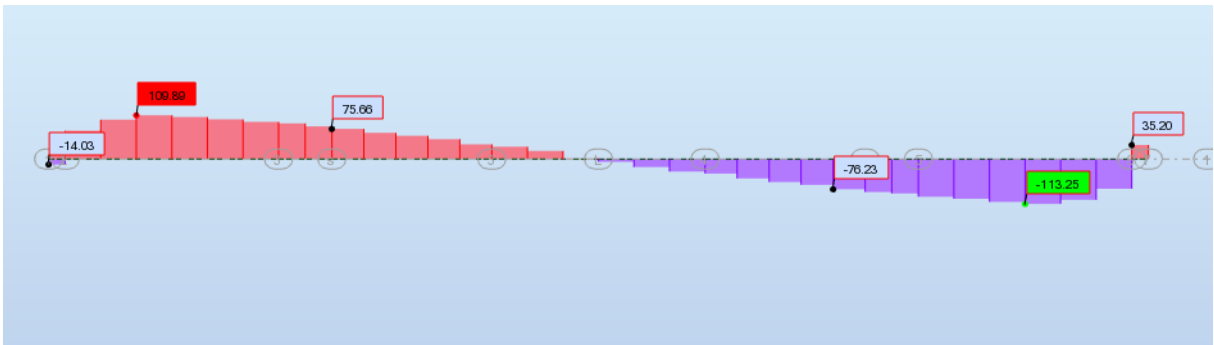


Le moment fléchissant

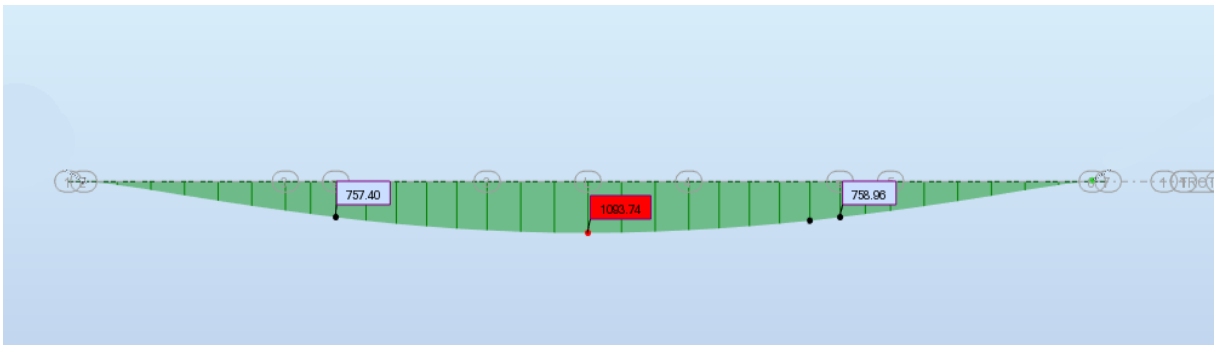


« SW0 voie 2 »

L'effort tranchant

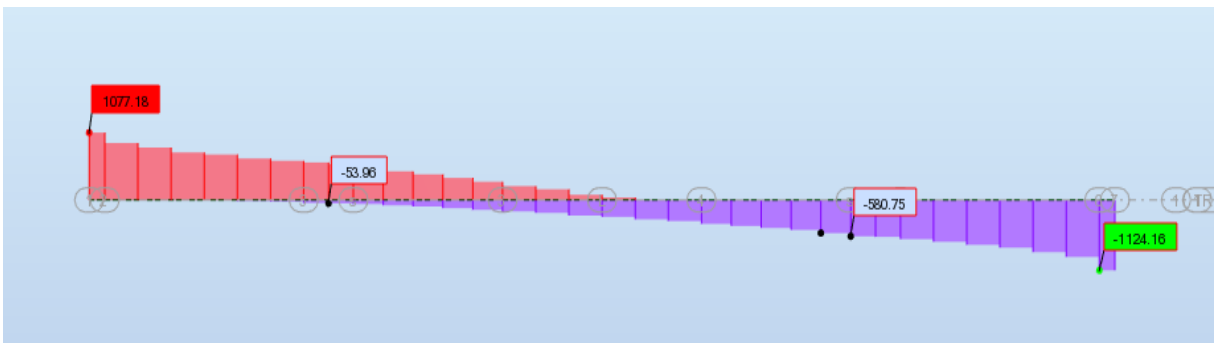


Le moment fléchissant

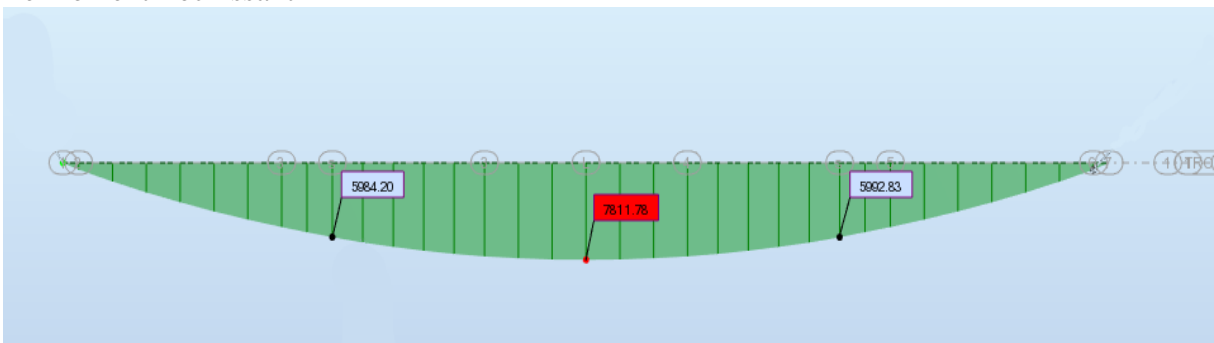


« SW2 voie 1 »

L'effort tranchant

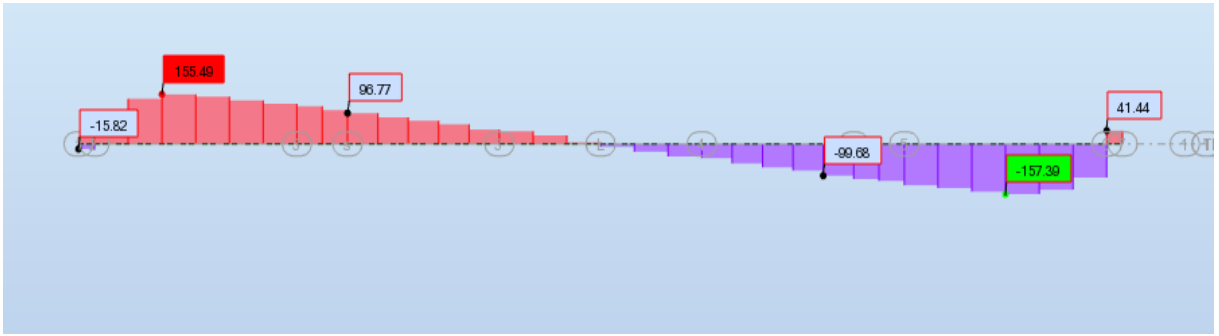


Le moment fléchissant

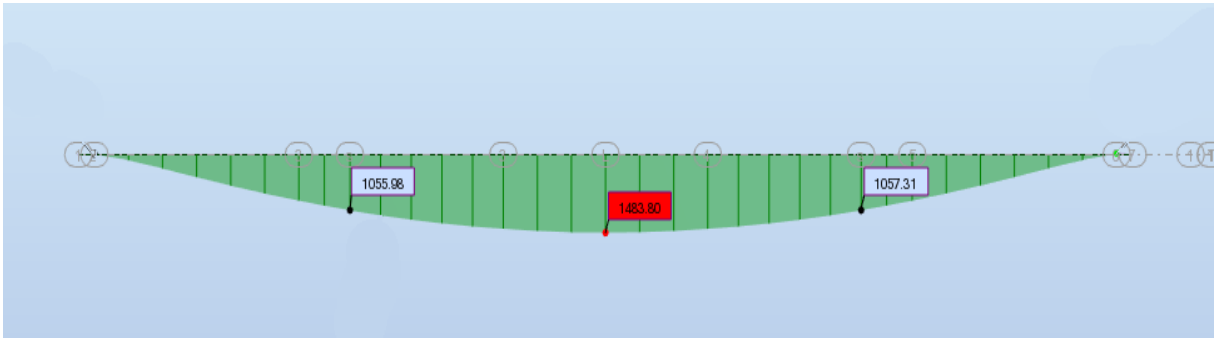


« SW2 voie 2 »

L'effort tranchant

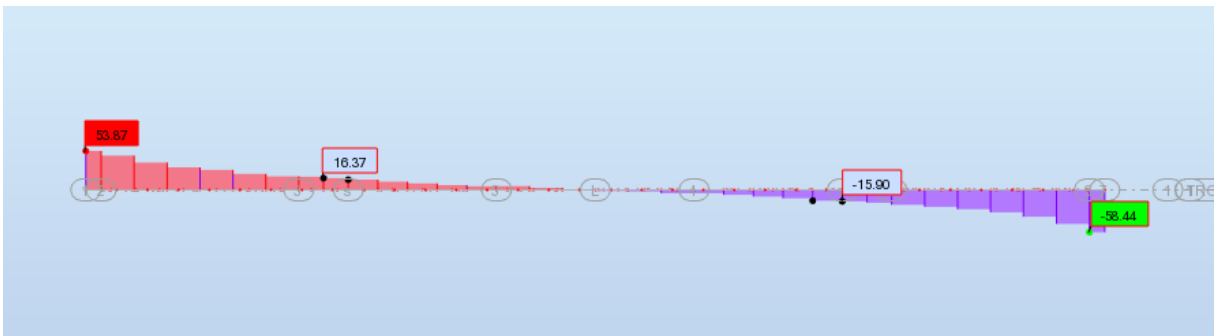


Le moment fléchissant

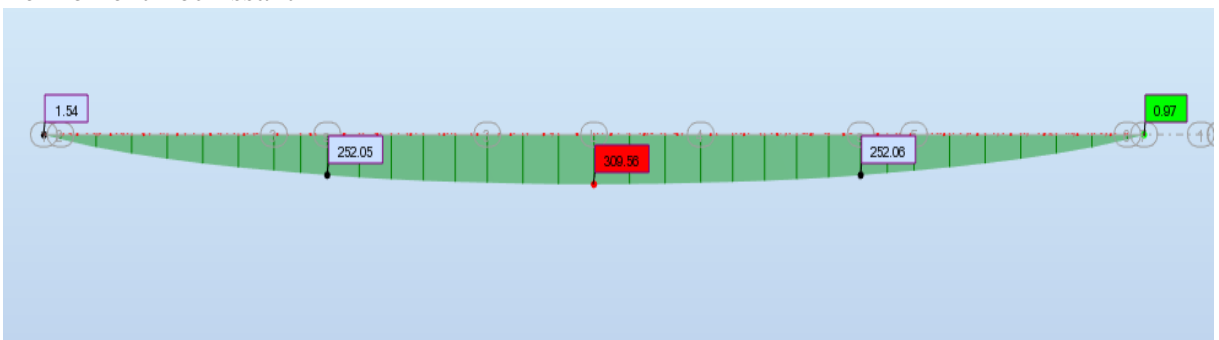


« Surcharge trottoir »

L'effort tranchant

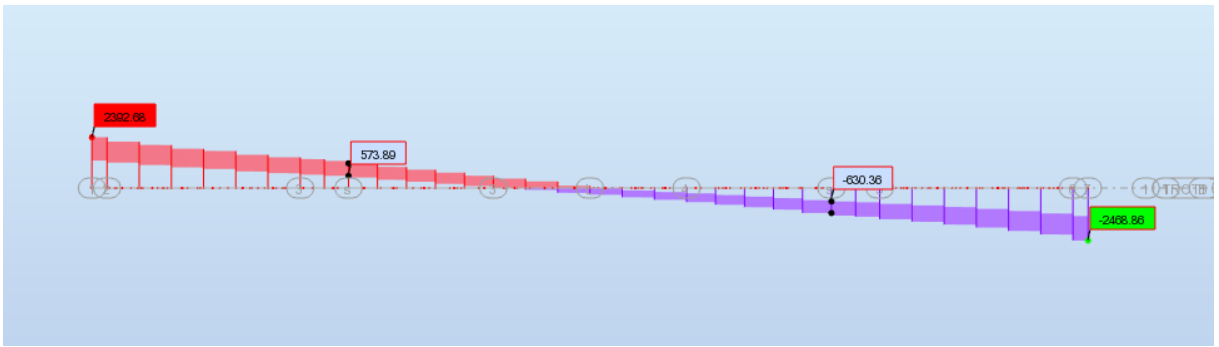


Le moment fléchissant

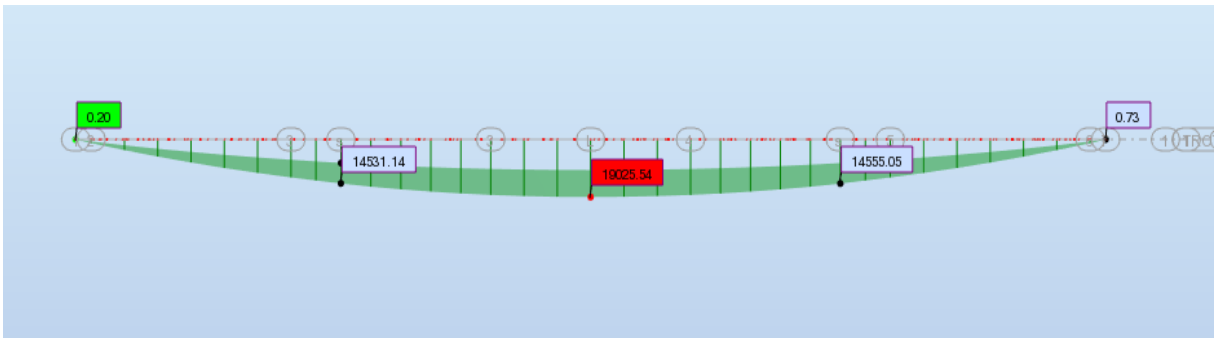


ELS

L'effort tranchant

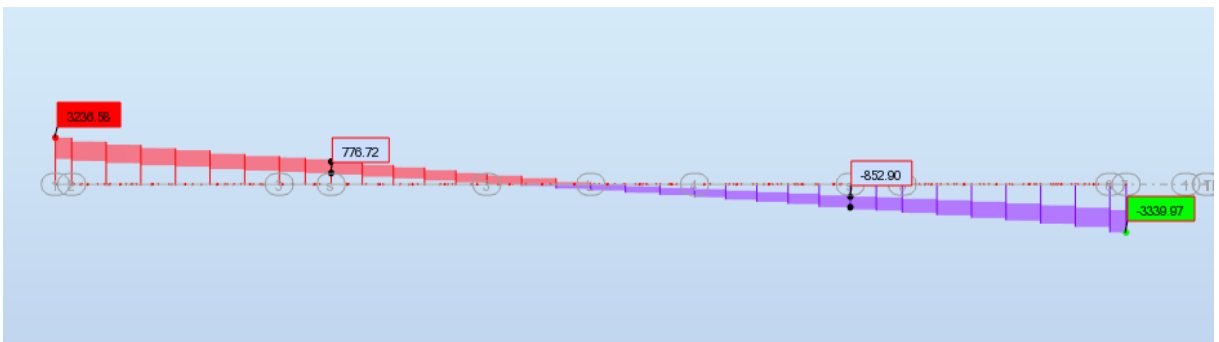


Le moment fléchissant

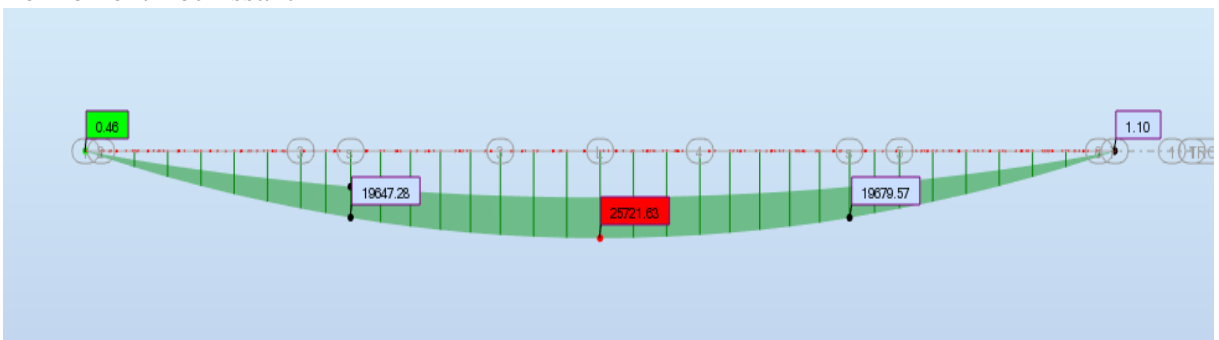


ELU

L'effort tranchant



Le moment fléchissant

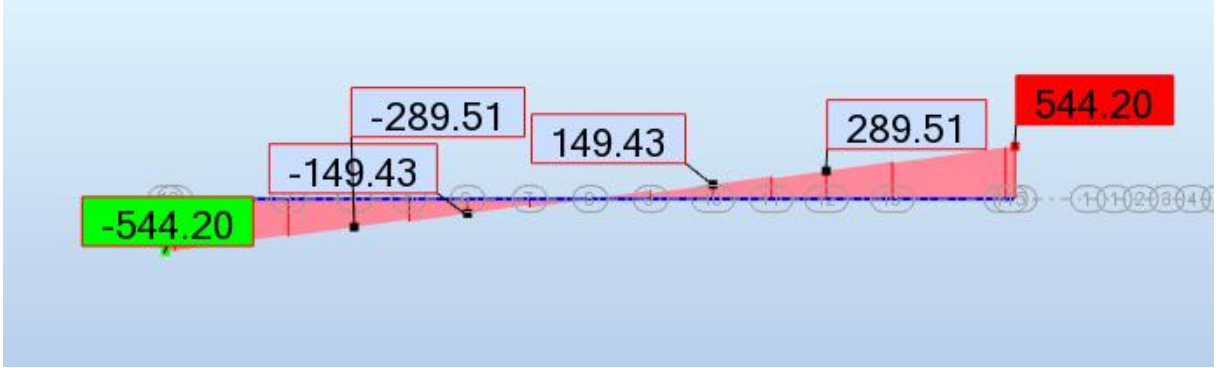


Travée intermédiaire

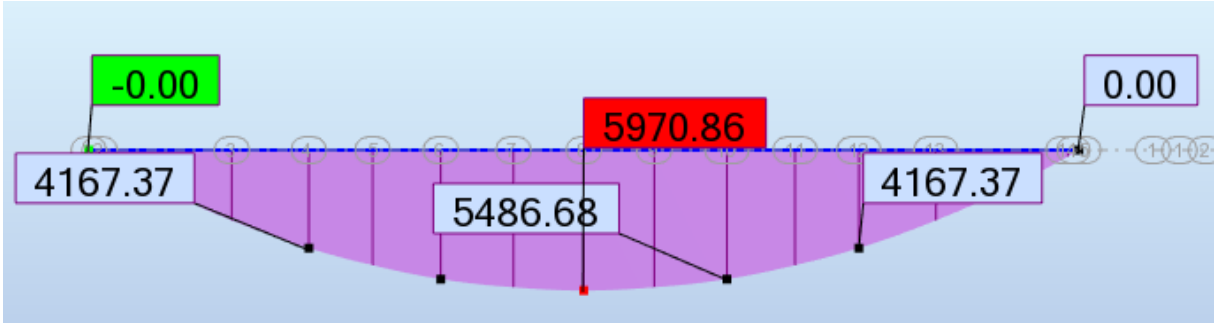
PHASE 1

Gdalle

L'effort tranchant



Le moment fléchissant



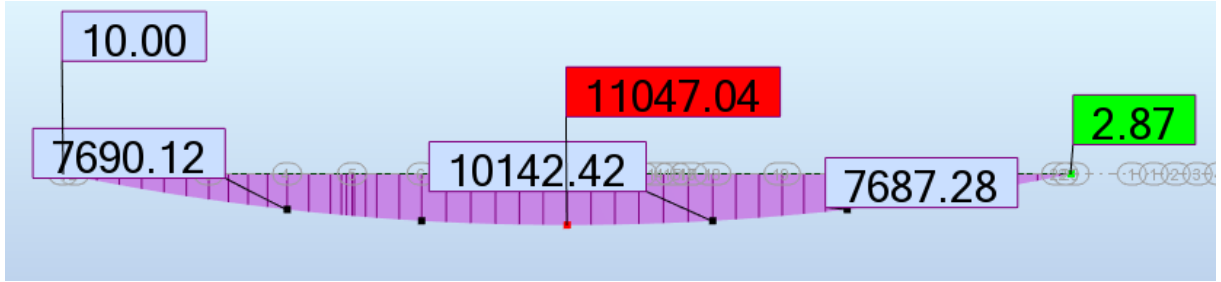
PHASE 2

Gccp

L'effort tranchant

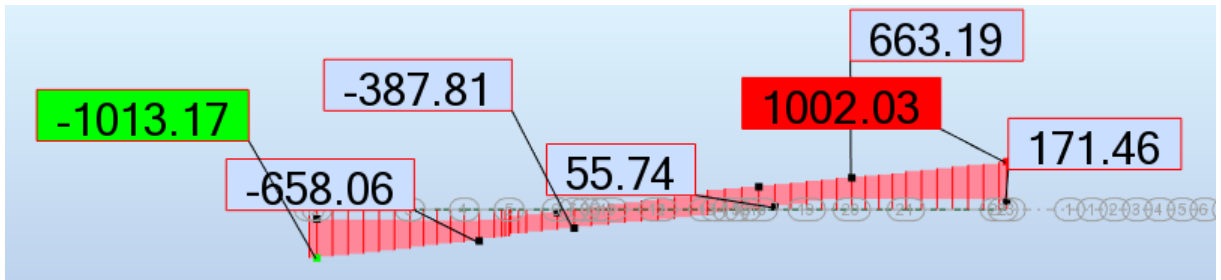


Le moment fléchissant

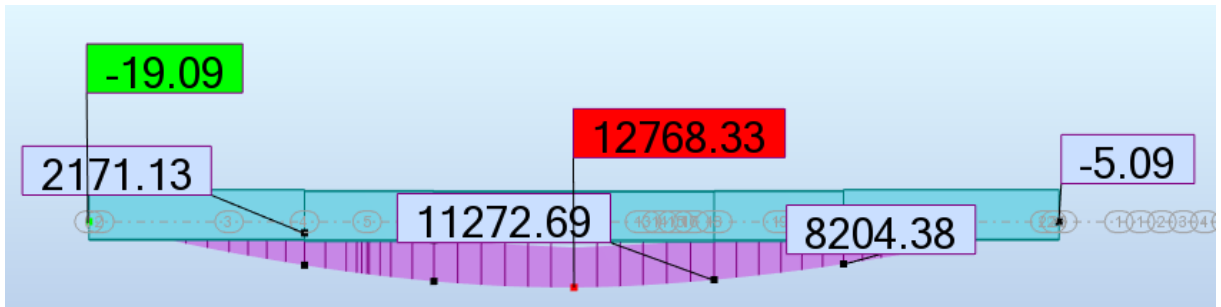


PHASE 3  
Groupe 14

L'effort tranchant

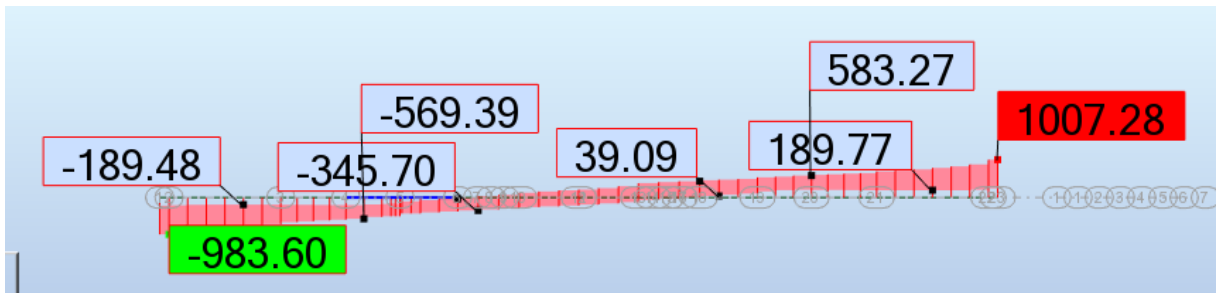


Le moment fléchissant

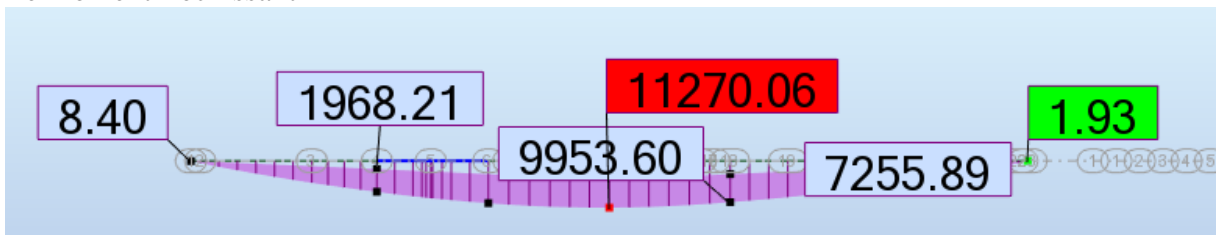


LES CHARGES  
UIC 71 voie 1

L'effort tranchant



Le moment fléchissant

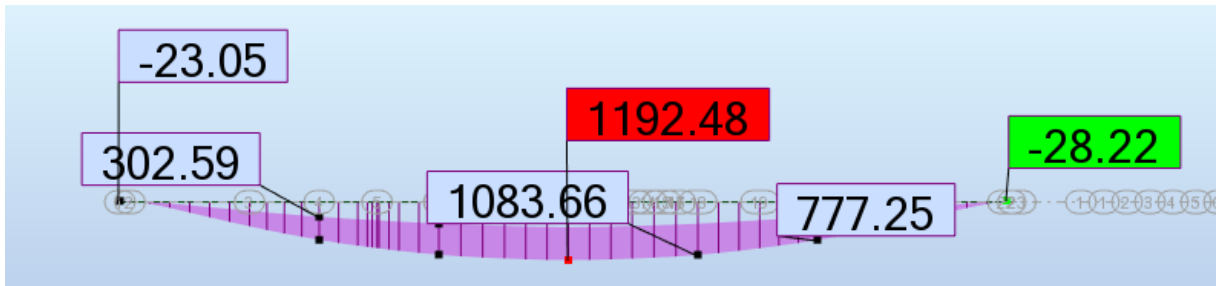


UIC 71 voie 2

L'effort tranchant

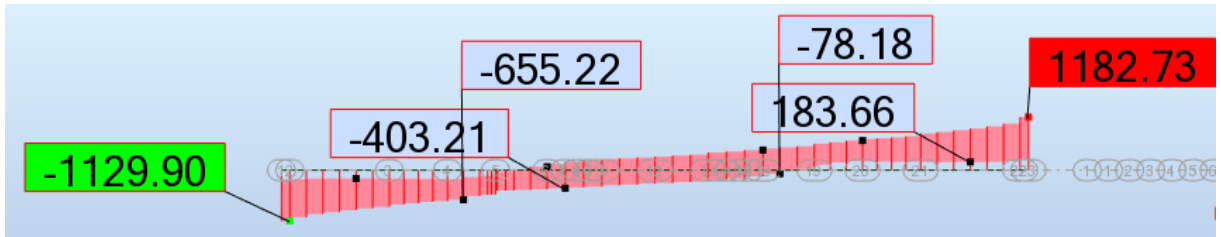


Le moment fléchissant

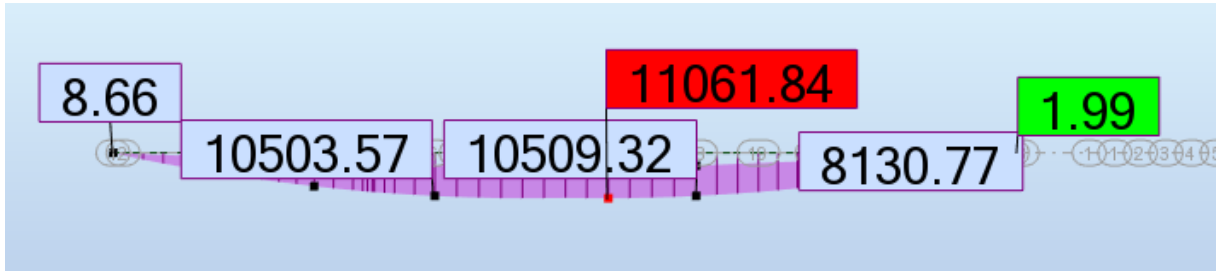


SW0 voie 1

L'effort tranchant

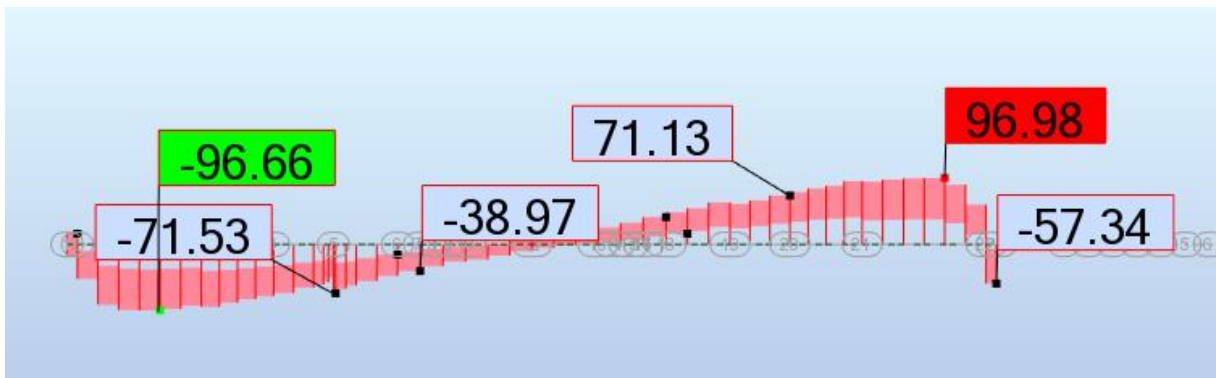


Le moment fléchissant

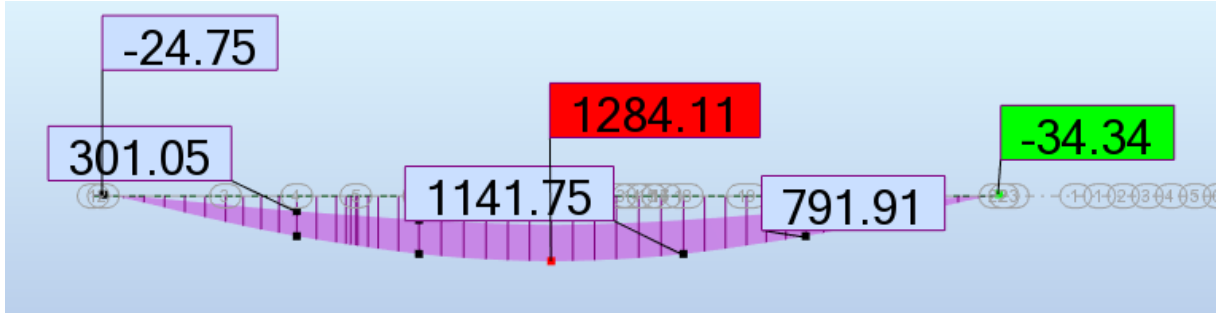


SW0 voie 2

L'effort tranchant

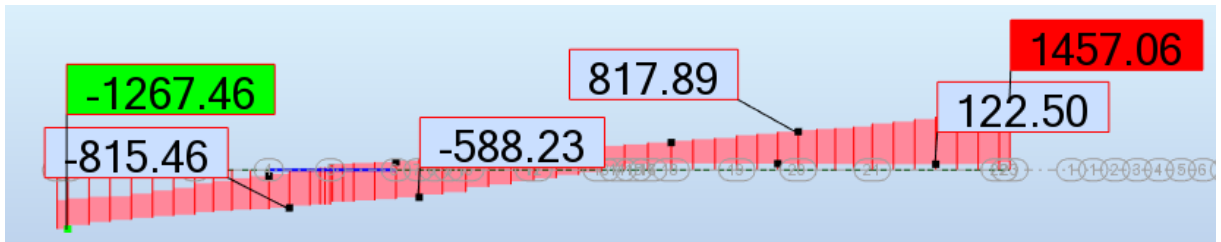


Le moment fléchissant

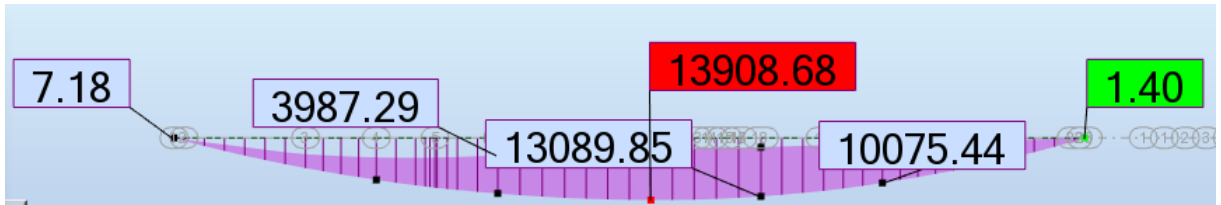


SW2 voie 1

L'effort tranchant

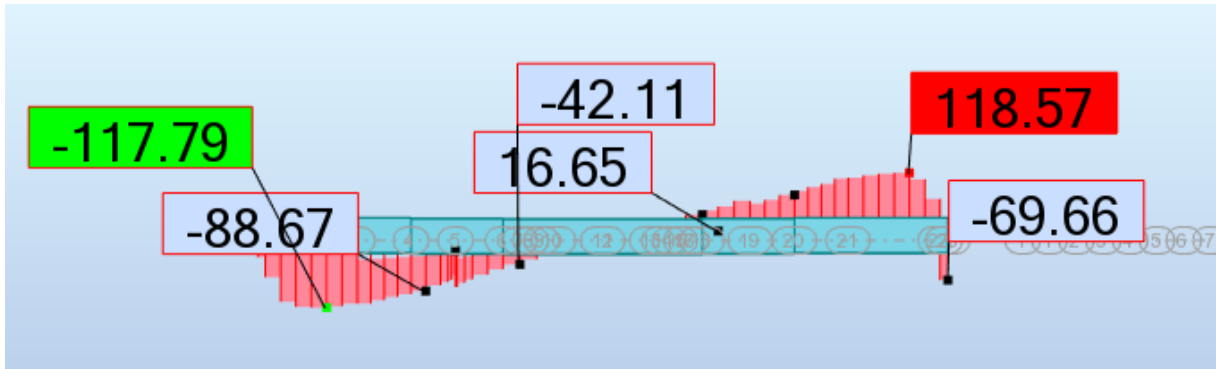


Le moment fléchissant

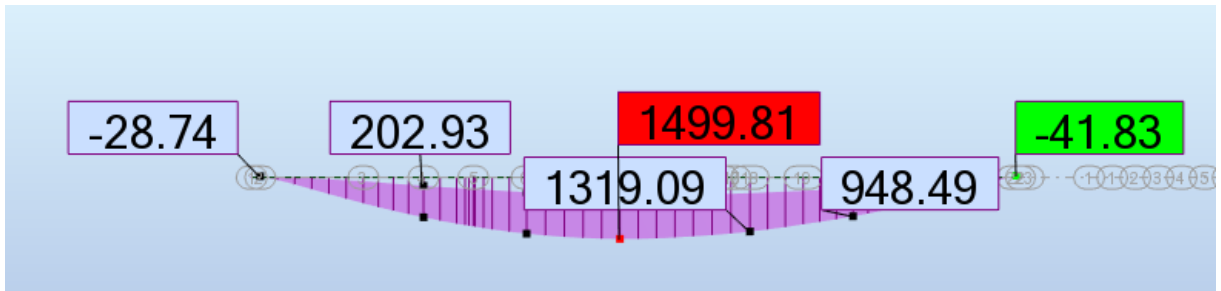


SW2 voie 2

L'effort tranchant

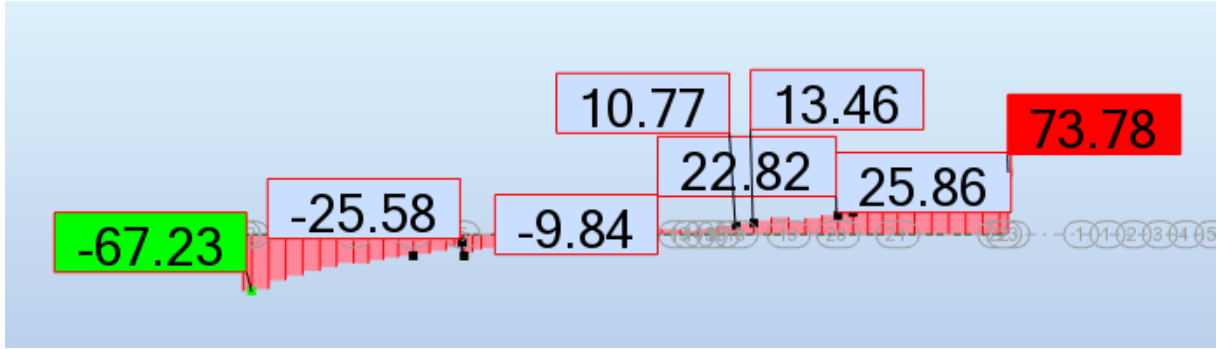


Le moment fléchissant

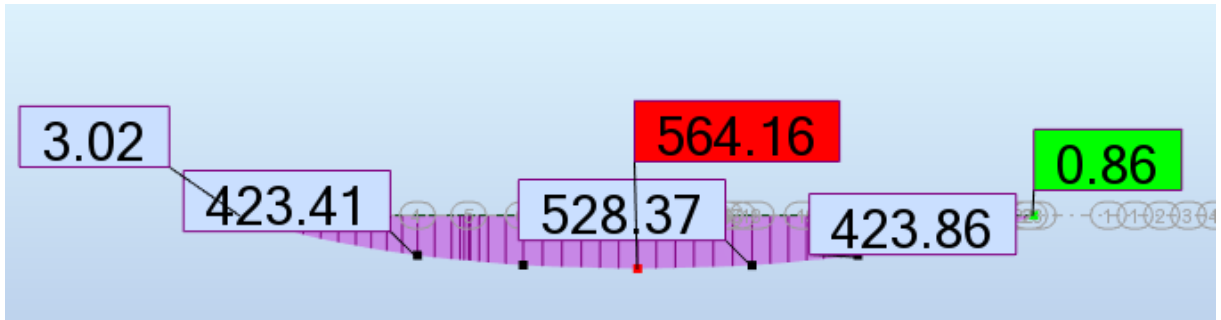


Surcharge trottoir

L'effort tranchant

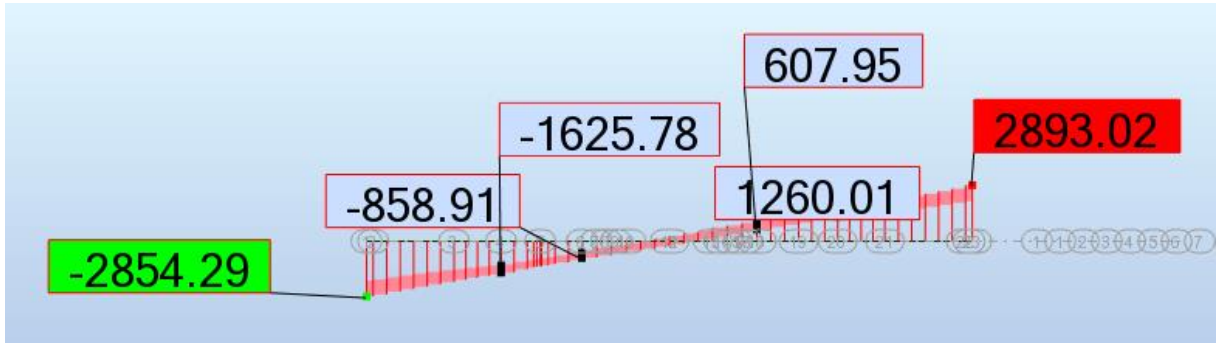


Le moment fléchissant

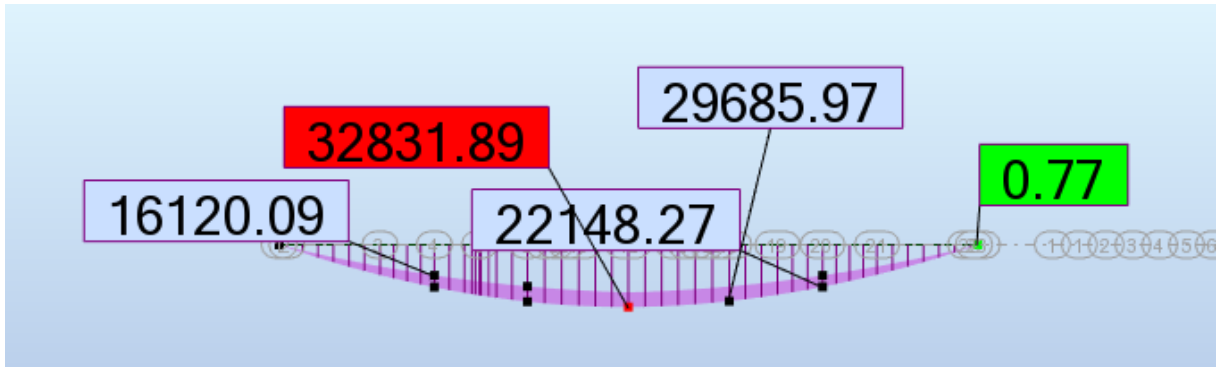


ELS

L'effort tranchant



Le moment fléchissant

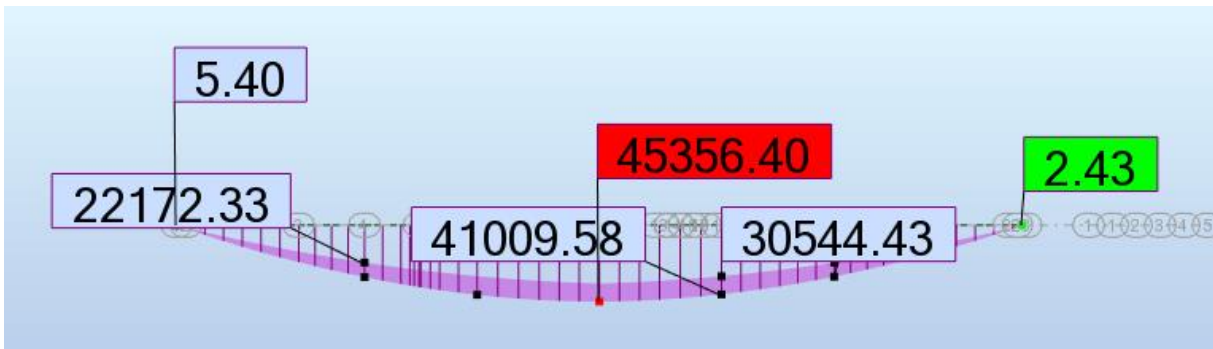


ELU

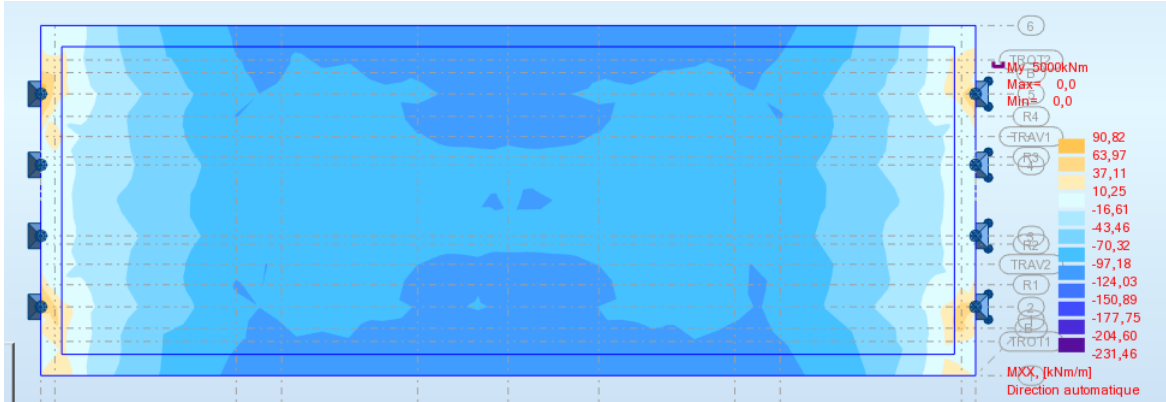
L'effort tranchant



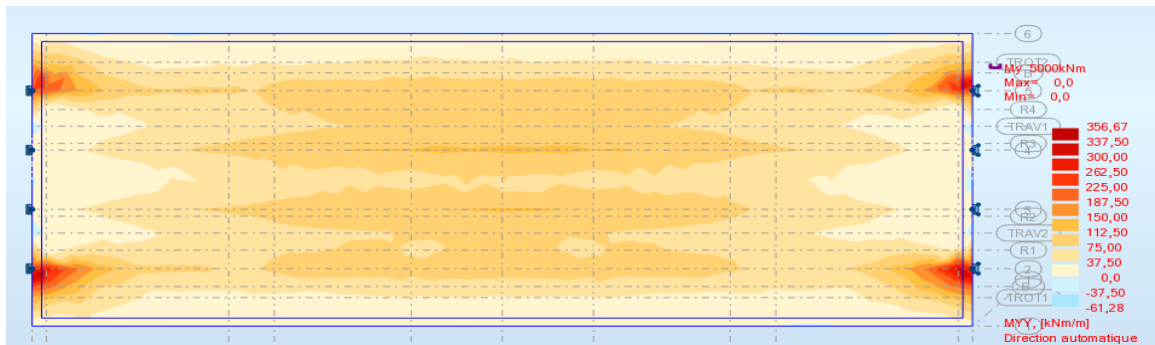
Le moment fléchissant



Cartographie du moment  $M_{xx}$  de la dalle



Cartographie du moment  $M_{yy}$  de la dalle



# **ANNEXE E**

## L'INFRASTRUCTURE

Les réactions au niveau des appuis et des culées dû aux charges et surcharge ferroviaire :

Réaction	Pile (KN)	Culée (KN)
<b>G+Gccp</b>	11686.50	3481.86
<b>UIC71</b>	4137.88	1422.93
<b>SW0</b>	3492.74	1669.80
<b>SW2</b>	5380.64	1753.22
<b>Train a vide</b>	3492.74	1669.80
<b>ST</b>	372.21	99.54

Réaction	Pile (KN)	Culée (KN)
<b>GR11</b>	7630.61	3092.73
<b>GR12</b>	7630.61	3092.73
<b>GR13</b>	7630.61	3092.73
<b>GR14</b>	9518.52	3176.15

### Etude de la pile :

❖ Les efforts Aux pieds de la pile :

Evaluations des efforts statiques :

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/ a (y/a,o)	M <sub>FV</sub> / o	M <sub>FH</sub> / o
<b>Fûts</b>	3000.00	/	0,00	3	0,00	/
<b>chevêtre</b>	1853.97	/	0,00	7	0,00	/
<b>G Tablier</b>	11686.50	/	0,00	8	0,00	/
<b>Somme</b>	16540.47					
<b>G11</b>	7630.61	2254	0,00	8	0,00	18032
<b>G12</b>	7630.61	1127	0,00	8	0,00	9016
<b>G13</b>	7630.61	2254	0,00	8	0,00	18032
<b>G14</b>	9518.52	2564.62	0,00	8	0,00	20516.9
						6

Evaluations des efforts dynamiques :

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV</sub> / o	M <sub>FHL</sub> / o	M <sub>FHT</sub> / o
<b>Chevêtre</b>	222.47	741.58	741.58	0,00	7	0,00	5191.06	5191.06
<b>Fûts</b>	360	1200	1200	0,00	3	0,00	3600	3600
<b>Séisme Tablier</b>	9435.33	9050.90	9904.80	0,00	8	0,00	72407.2	79238.4

**Les combinaisons Aux pieds de la pile :**

- à l'ELU :

Groupe	COMBINAISON	N	H	M
GR11	1.35G+1.45 Gr11+1.2ST+0.9 T	33 840.67	3268.3	26 146.4
GR12	1.35 G+1.45Gr12+1.2ST+0.9T	33 840.67	1634.15	13 073.2
GR13	1.35 G +1.45Gr13+1.2ST+0.9T	33 840.67	3268.3	26 146.4
GR14	1.35 G +1.35Gr14+1.2ST +0.9T	35 625.86	3462.23	27 697.89

- à l'ELS :

Groupe	COMBINAISON	N	H	M
GR11	G + Gr11+0.8ST +0.6 T	24 468.34	2254	18 032
GR12	G + Gr12+0.8ST +0.6 T	24 468.34	1127	9 016
GR13	G + Gr13+0.8ST +0.6 T	24 468.34	2254	18 032
GR14	G + Gr14+0.8ST +0.6 T	26 058.67	2564.62	20 516.96

- à l'ELA :

**Effort sismique à la Base de la Pile :****1. Évaluations des actions Sismiques :**

Dés	N (MN)	V <sub>L</sub> (MN)	V <sub>T</sub> (MN)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FHL</sub> /o	M <sub>FHT</sub> /o
Pile	0,58	1,94	1,94	0,00	8,8	8,79
Séis Tab	9,43	9,05	9,90		72,40	79,20

**2. Combinaisons des directions :**

$$E_1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>V</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
V <sub>L</sub> (MN)	10,99	0,00	0,00	10,99	3,30	3,30
V <sub>T</sub> (MN)	0,00	11,84	0,00	3,55	11,84	3,55
M <sub>L</sub>	81,19	0,00	0,00	81,19	24,36	24,36
M <sub>T</sub>	0,00	87,99	0,00	26,40	87,99	26,40
N (MN)	0,00	0,00	10,01	3,00	3,00	10,01

**3. Efforts provenant du Tablier :**

	Rmax	Rmin
<b>N (MN)=</b>	14,65	14,09
<b>V(MN)=</b>	0,77	0,34
<b>ML(MN)=</b>	6,16	2,70

**4. Efforts provenant de la pile :**

<b>Désig</b>	<b>N (MN)</b>
Fûts	3
Chevetre	1.85
<b>PPp</b>	<b>4,85</b>

**5. Combinaisons d'action au pied de la pile :**

1 :  $E1 + R_{max} + PP_p$

2 :  $E2 + R_{max} + PP_p$

3 :  $E3 + R_{max} + PP_p$

4 :  $-E1 + R_{min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 :  $-E2 + R_{min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 :  $-E3 + R_{min} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

	<b>E1</b>	<b>E2</b>	<b>E3</b>	<b>E4</b>	<b>E5</b>	<b>E6</b>
<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	11,76	4,07	4,07	10,65	2,96	2,96
<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	3,55	11,84	3,55	3,55	11,84	3,55
<b>M<sub>L</sub></b>	87,35	30,51	30,51	78,49	21,65	21,65
<b>M<sub>T</sub></b>	26,40	87,99	26,40	26,40	87,99	26,40
<b>N (MN)</b>	22,51	22,51	29,52	15,94	15,94	8,93

- Aux pieds de la semelle :**

Evaluations des efforts statiques :

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
<b>Semelle</b>	9922.50	/	0,00	1,00	0,00	/
<b>Fûts</b>	3000.00	/	0,00	5.5	0,00	/
<b>chevêtre</b>	1853.97	/	0,00	9.5	0,00	/
<b>G Tablier</b>	11686.505	/	0,00	10.5	0,00	/
<b>Somme</b>	26462.97					
<b>G11</b>	7630.61	2254	0,00	10.5	0,00	23667
<b>G12</b>	7630.61	1127	0,00	10.5	0,00	11833.5
<b>G13</b>	7630.61	2254	0,00	10.5	0,00	23667
<b>G14</b>	9518.52	2564.62	0,00	10.5	0,00	26928.51

Evaluations des efforts dynamiques :

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
<b>Chevêtre</b>	222.47	741.58	741.58	0,00	9.5	0,00	7045.01	7045.01
<b>Fûts</b>	360	1200	1200	0,00	5.5	0,00	6600	6600
<b>Semelle</b>	1190.7	3969	3969	0,00	1,25	0,00	4961.25	4961.25
<b>Séisme Tablier</b>	9435.33	9050.90	9904.80	0,00	10.5	0,00	95034.45	104000.4

**Les combinaisons Aux pieds de la semelle :**

- à l'ELU :

Groupe	COMBINAISON	N	H	M
GR11	1.35G +1.45Gr11+1.2ST +0.9 T	47236.046	3268.3	34317.15
GR12	1.35G +1.45Gr12+1.2ST+0.9 T	47236.046	1634.15	17158.57
GR13	1.35G + 1.45Gr13+1.2ST +0.9T	47236.046	3268.3	34317.15
GR14	1.35G +1.35Gr14+1.2ST +0.9 T	49021.235	3462.23	36353.41

- à l'ELS :

Groupe	COMBINAISON	N	H	M
GR11	G + Gr11+0.8ST +0.6 T	34390.84	2254	23667
GR12	G + Gr12+0.8ST +0.6 T	34390.84	1127	11833.5
GR13	G + Gr13+0.8ST +0.6 T	34390.84	2254	23667
GR14	G + Gr14+0.8ST +0.6 T	35981.17	2564.62	26928.51

- à l'ELA

**Effort sismique à la Base de la semelle :****1. Évaluations des actions Sismiques :**

Dés	N (MN)	V <sub>L</sub> (MN)	V <sub>T</sub> (MN)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Pile	1,77	5,90	5,90	0,00	13,6	13,62
Séis Tab	9,43	9,05	9,90	0,00	95,03	103,95

**2. Combinaisons des directions :**

	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>V</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
V <sub>L</sub> (MN)	18,92	0,00	0,00	18,92	5,68	5,68
V <sub>T</sub> (MN)	0,00	19,77	0,00	5,93	19,77	5,93
M <sub>L</sub>	113,61	0,00	0,00	113,61	34,08	34,08
M <sub>T</sub>	0,00	122,53	0,00	36,76	122,53	36,76
N (MN)	0,00	0,00	12,39	3,72	3,72	12,39

### 3. Efforts provenant du Tablier :

	Rmax	Rmin
N (MN)=	14,65	14,09
V(MN)=	0,77	0,34
ML(MN)=	8,07	3,55

### 4. Combinaisons d'action :

#### b) Combinaisons d'actions

Pour les combinaisons d'actions on utilise comme pour la pile :

1 :  $E1 + R_{max} + PP_{PS}$

2 :  $E2 + R_{max} + PP_{PS}$

3 :  $E3 + R_{max} + PP_{PS}$

4 :  $-E1 + R_{min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

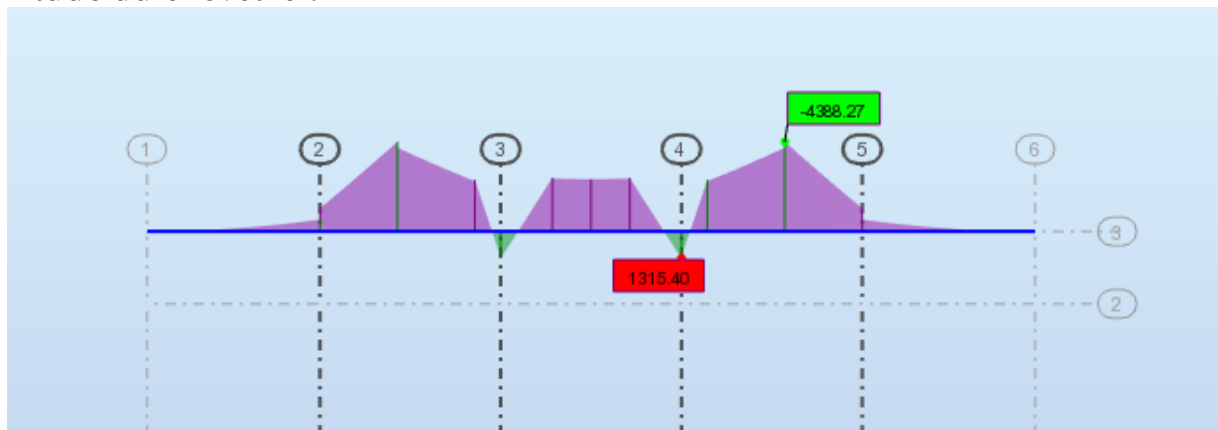
5 :  $-E2 + R_{min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 :  $-E3 + R_{min} + PP_{PS}$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

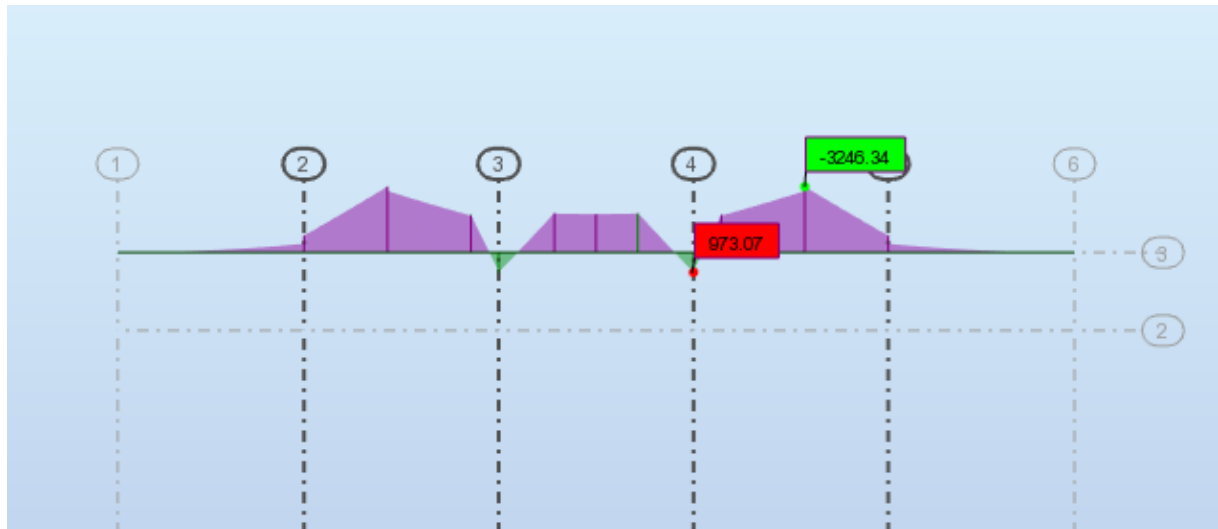
où  $PP_{PS}$  est le poids propre des deux fûts de pile ( $PP_p$ ) et du poids propre de la semelle

	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>5</sub>	E <sub>6</sub>
<b>V<sub>L</sub></b> <b>(MN)</b>	19,69	6,45	6,45	18,58	5,34	5,34
<b>V<sub>T</sub></b> <b>(MN)</b>	5,93	19,77	5,93	5,93	19,77	5,93
<b>M<sub>L</sub></b>	121,68	42,15	42,15	110,06	30,53	30,53
<b>M<sub>T</sub></b>	36,76	122,53	36,76	36,76	122,53	36,76
<b>N (MN)</b>	34,33	34,33	43,01	26,34	26,34	17,66

### Etude du chevêtre :



Moment longitudinale Max à l'ELU pour le chevêtre.



**Moment longitudinale Max à l'ELS pour le chevêtre.**

**Etude de la culée :****Les efforts sont calculés à la base du voile :****Poids propre culée et surcharges :**

Élément	Largeur b	Longueur l	Hauteur h	γ (KN/m <sup>3</sup> ) force volumique	Fv (KN)	Fh (KN)	M(Fv) KN.m	M(Fh) KN.m
Voile	1,6	12,5	1	25	500	0	-200	0
Corbeau	0,3	12,5	0,6	25	56,25	0	-42,187	0
Dalle de transition	3	12,5	0,3	25	140,625	0	- 295,312	0
Mur GG	0,4	12,5	2,7	25	84,375	0	-33,75	0
Mur en aile	S, x	23,245	0,5	25	581,1375	0	- 842,649	0
Sommier d'appui	1,1	12,33	0,3	25	101,7225		35,602	
Terre sur semelle 1 (patin avant)	0,7	12,33	0,6	25	129,465	0	174,777	0
Terre sur semelle 2 (remblais)	2,1	12,33	3,4	20	1760,724	0	- 2905,19	0
Poussée T1		12,33	0,6	25	0	18,476	0	-3,695
Poussée T2 à gauche		12,33	3,7	20	0	- 562,096	0	693,252
Somme					3576,239	-543,619	-4108,7	689,55

	Largeur r b	Longue ur l	Hauteur h	Contrainte surfaique (kn/m <sup>2</sup> )	Fv (KN)	Fh (KN)	M(Fv) KN.m	M(Fh) KN.m
Sr1 patin avant	1,7	12,3 3	/	10	209,61	0	178,168 5	0
Sr2 patin arrière	4,5	12,3 3	/	10	554,85	0	- 1248,4125	0
Pous sée Sr1	/	12,3 3	0,6	10		24,63534	0	0
Pous sée Sr2	/	12,3 3	3,7	10		151,9179 3	0	0

Les combinaisons :

ANNEXE E

- Les efforts sont calculés à la base du voile :

	Fv (KN)	Fh D (KN)	Fh F (KN)	M(Fv) (KN.m)	Mdém(Fh) (KN.m)	Mfrein(Fh) (KN.m)
G	7822,559	0	0	3285,47478	0	0
UIC 71	1422,93	700	1554	597,6306	1575	3496,5
SW/0	1669,8	700	1554	701,316	1575	3496,5
SW/2	1753,22	700	2720	736,3524	1575	6120
Train à vide	1669,8	0	0	701,316	0	0
Surcharge trottoir	99,54	0	0	41,8068	0	0

ELU :

ELU	comb		Fv	Fh	M
GR 11	VERT	1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st	15164,36115	2534,41322	4671,45446
	HOR	1,45(Fuic + Dsw0)			
GR 12	VERT	1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st	15164,36115	900,263221	994,616959
	HOR	1,45(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)			
GR 13	VERT	1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st	15164,36115	3772,71322	7457,62946
	HOR	1,45(Fuic + Fsw0)			
GR 14	VERT	1,35G+1,35(UIC+sw2)+1,2st	14967,70515	1548,28822	2370,07769
	HOR	1,35(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)			
MAX			15164,36115	3772,7132	7457,62946
MIN			14967,70515	900,26322	994,616959

ELS :

ELS	comb		Fv		M
GR 11	VERT	G+(UIC+sw0)+0,8st	10994,921	1710,38016	2984,73554
	HOR	(Fuic + Dsw0)			
GR 12	VERT	G+(UIC+sw0)+0,8st	10994,921	583,380164	448,985543
	HOR	(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)			
GR 13	VERT	G+(UIC+sw0)+0,8st	10994,921	2564,38016	4906,23554
	HOR	(Fuic + Fsw0)			
GR 14	VERT	G+(UIC+sw2)+0,8st	11078,341	1146,88016	1751,89694
	HOR	(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)			
MAX			11078,341	2564,3802	4906,23554
MIN			10994,921	583,38016	448,985543

Évaluation des charges sismiques permanentes

Tableau Les inerties des éléments de la culée.

	VERT (KN)	HOR (KN)	ex (m)	ez (m)	Mv (KN/m)	Mh (KN/m)
Voile	60	200	-0,4	-0,5	-24,000	-100,000
Corbeau	6,75	22,5	-0,75	-1,3	-5,063	-29,250
Dalle de transition	16,875	56,25	-2,1	-2,8	-35,438	-157,500
Mur GG	10,125	33,75	-0,4	-2,35	-4,050	-79,313
Murs en aile	69,7365	232,455	-1,45	-1,20	-101,118	-278,818
Remblais	237,91968	793,0656	-2,25	-1,85	-535,319	-1467,171
Somme	401,40618	1338,0206			-704,987	-2112,052

Les réactions dues au poids propre à l'ELA

PP ELA	comb		Fv		M
GR 11	VERT	G+0,3(UIC+sw0)+0,8st	8830,01	676,2	1944,57942
	HOR	0,3(Fuic + Dsw0)			
GR 12	VERT	G+0,3(UIC+sw0)+0,8st	8830,01	338,1	1183,85442
	HOR	0,3(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)			
GR 13	VERT	G+0,3(UIC+sw0)+0,8st	8830,01	932,4	2521,02942
	HOR	0,3(Fuic + Fsw0)			
GR 14	VERT	G+0,3(UIC+sw2)+0,8st	8855,036	507,15	1574,72784
	HOR	0,3(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)			
MAX			8855,036	932,4	2521,02942
MIN			8830,01	338,1	1183,85442

Les efforts sont calculés à la base de la semelle :

	Fv (KN)	Fh (KN)	D	Fh F (KN)	M(Fv) KN.m	Md(Fh) KN.m	Mf(Fh) KN.m
G	10455,059		0	0	4391,12478	0	0
UIC 71	1422,93		700	1554	597,6306	1575	3496,5
SW/0	1669,8		700	1554	701,316	1575	3496,5
SW/2	1753,22		700	2720	736,3524	1575	6120
Train à vide	1669,8		0	0	701,316	0	0
Surcharge trottoir	99,54		0	0	41,8068	0	0

## ANNEXE E

## ELU

ELU	comb		Fv	Fh	M
GR 11	VERT	$1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st$	18718,23615	2061,18374	6126,91804
	HOR	$1,45(Fuic + Dsw0)$			
GR 12	VERT	$1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st$	18718,23615	427,033737	2450,08054
	HOR	$1,45(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)$			
GR 13	VERT	$1,35G+1,45(UIC+sw0)+1,2st$	18718,23615	3299,48374	8913,09304
	HOR	$1,45(Fuic + Fsw0)$			
GR 14	VERT	$1,35G+1,35(UIC+sw2)+1,2st$	18521,58015	1075,05874	3825,54127
	HOR	$1,35(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)$			
MAX			18718,23615	3299,4837	8913,09304
MIN			18521,58015	427,03374	2450,08054

## ELS

ELS	comb		Fv		M
GR 11	VERT	$G+(UIC+sw0)+0,8st$	13627,421	1359,83981	4062,85672
	HOR	$(Fuic + Dsw0)$			
GR 12	VERT	$G+(UIC+sw0)+0,8st$	13627,421	232,839805	1527,10672
	HOR	$(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)$			
GR 13	VERT	$G+(UIC+sw0)+0,8st$	13627,421	2213,83981	5984,35672
	HOR	$(Fuic + Fsw0)$			
GR 14	VERT	$G+(UIC+sw2)+0,8st$	13710,841	796,339805	2830,01812
	HOR	$(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)$			
MAX			13710,841	2213,8398	5984,35672
MIN			13627,421	232,83981	1527,10672

## ELA (poids propre)

ELA	comb		Fv		M
GR 11	VERT	$G+0,3(UIC+sw0)+0,8st$	11462,51	676,2	1944,57942
	HOR	$0,3(Fuic + Dsw0)$			
GR 12	VERT	$G+0,3(UIC+sw0)+0,8st$	11462,51	338,1	1183,85442
	HOR	$0,3(0,5Fuic + 0,5 Dsw0)$			
GR 13	VERT	$G+0,3(UIC+sw0)+0,8st$	11462,51	932,4	2521,02942
	HOR	$0,3(Fuic + Fsw0)$			
GR 14	VERT	$G+0,3(UIC+sw2)+0,8st$	11487,536	507,15	1574,72784
	HOR	$0,3(0,75Fuic + 0,75 Dsw2)$			
MAX			11487,536	932,4	2521,02942
MIN			11462,51	338,1	1183,85442

Les forces inerties des éléments de la culée à la base de la semelle :

	VERT	HOR	ex	ez	Mv	Mh
La semelle	315,9	1053	0,000	-0,750	0,000	789,750
Voile	60	200	-0,400	-0,500	-24,000	100,000
Corbeau	6,75	22,5	-0,750	-1,300	-5,063	-29,250
Dalle de transition	16,875	56,25	-2,100	-2,800	-35,438	157,500
Mur GG	10,125	33,75	-0,400	-2,350	-4,050	-79,313
Murs en aile	69,7365	232,455	-1,450	-1,199	-101,118	278,818
Remblais	237,91968	793,0656	-2,250	-1,850	-535,319	1467,171
Somme	717,30618	2391,0206			-704,987	2901,802

	Fv (kN)	Fh(kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	<b>717,306</b>	<b>2391,0206</b>	<b>704,987</b>	<b>2901,802</b>

Poussée dynamique :

$$F_{ad1} = 0,5 \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h \times k_{ad} = 0,5 \times 20 \times (1 + 0,12) \times 5,2^2 \times 0,68 \times 12,33$$

$$F_{ad1} = 2539,198771 \text{ KN}$$

$$F_{ad2} = 0,5 \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h \times k_{ad} = 0,5 \times 20 \times (1 - 0,12) \times 5,2^2 \times 0,72 \times 12,33$$

$$F_{ad2} = 2112,442675 \text{ KN}$$

Désignation	N (KN)	H (KN)	ex	ey	M <sub>FV</sub>	M <sub>FH</sub>
Fad (1+kv)	/	2539,20	/	1,733	/	4401,278
Fad (1-kv)	/	2112,44	/	1,733	/	3661,567

D'où:

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	<b>0,00</b>	<b>4930,22</b>	<b>7303,08</b>
CAS 2	<b>0,00</b>	<b>4503,46</b>	<b>6563,36</b>
CAS 3	<b>717,31</b>	<b>0,00</b>	<b>704,99</b>

Les charges sismiques dues au tablier :

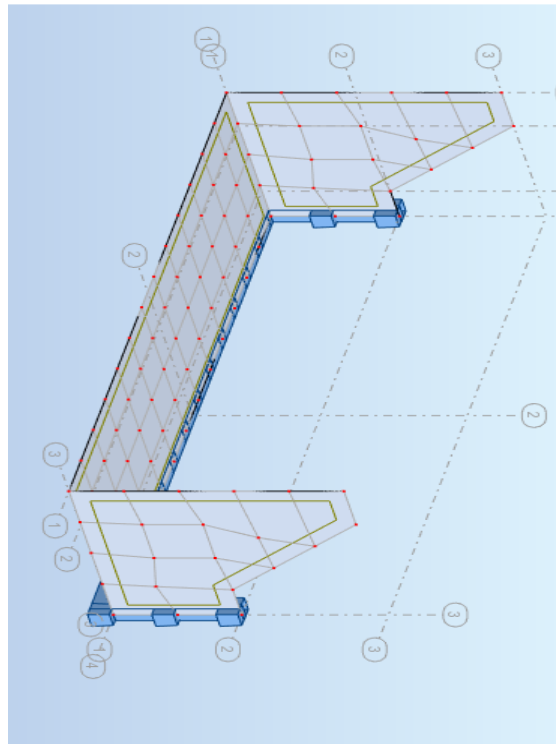
Désignation	N (KN)	H (KN)	$e_v$	$e_h$	$M_{FV}$	$M_{FH}$
Séisme Tablier	<b>4073,75</b>	<b>4399,11</b>	<b>0,42</b>	<b>2,50</b>	<b>1710,98</b>	<b>10997,78</b>

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	<b>0,00</b>	<b>6607,51</b>	<b>13201,74</b>
CAS 2	<b>0,00</b>	<b>6295,50</b>	<b>12807,37</b>
CAS 3	<b>4136,42</b>	<b>0,00</b>	<b>1558,98</b>

Combinaison d'action à l'ELA :

ELA	COMB	N	V	M	R1 (KN)	R2 (KN)
ELA long	P max - H + 0,3V	12728,4 6	7539,9 1	- 11546,47	1390,6 0	1791,5 2
	P min - H - 0,3V	10221,5 8	6633,6 0	- 13119,04	1049,9 4	1505,4 6
ELA transv	P max + V - 0,3H	15623,9 6	2914,6 5	- 280,54	1948,1 2	2392,9 0
	P min - V - 0,3H	7326,09 5	2226,7 5	- 4525,69	837,19	1072,9 0

Modélisation du mur GG et murs en aile



# **ANNEXE F**

# Annexe ferrailage

## Ferrailage de la dalle- sens longitudinal - **Calcul de Section en Flexion Simple**

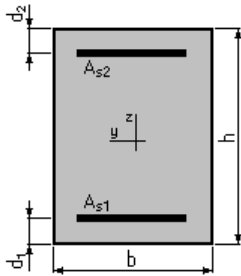
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	228,41	-89,92
Etat Limite de Service	168,79	-66,17
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 23,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 8,6$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 3,2$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 1,30$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0,13$  (%)

#### Analyse par Cas :

**Cas ELU  $M_{\max} = 228,41$  (kN\*m)  $M_{\min} = -89,92$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 6,6$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 22,4$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 168,79$  (kN\*m)  $M_{\min} = -66,17$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,27

Position de l'axe neutre :  $y = 9,8$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 21,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 7,7$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 343,3$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 23,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Simple

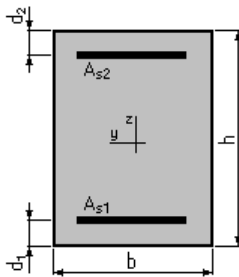
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 30,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 39,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 9,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,93$  (%)

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,13$  (%)

### Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	354,31	-98,18
Etat Limite de Service	250,90	-100,35
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	413,39	-115,29

**Analyse par Etat:**

**Etat ELUM<sub>max</sub> = 354,31 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -98,18 (kN\*m)**  
Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 10,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 20,9$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Etat ELS M<sub>max</sub> = 250,90 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -100,35 (kN\*m)**  
Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 11,7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 21,1$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,9$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 30,3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$  (MPa)

**Etat ELAM<sub>max</sub> = 413,39 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -115,29 (kN\*m)**  
Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 9,4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 21,2$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage de la dalle- sens transversal –

### Calcul de Section en Flexion Simple

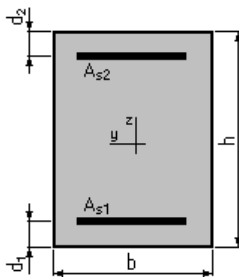
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	200,33	-84,92
Etat Limite de Service	148,41	-62,41
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 20,6$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 8,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 3,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,15$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,13$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 200,33$  (kN\*m)  $M_{\min} = -84,92$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 6,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22,6$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,14$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 148,41$  (kN\*m)       $M_{min} = -62,41$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,37  
 Position de l'axe neutre:  $y = 9,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,5$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 340,9$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 21,9$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Simple

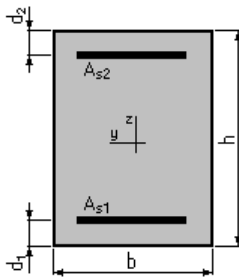
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 25,1$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,2$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 1,37$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0,13$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 9,1$  (cm<sup>2</sup>)

### Moments limites:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	239,61	-97,75
Etat Limite de Service	219,13	-100,91
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	279,01	-114,48

### Analyse par Etat:

**Etat ELUM<sub>max</sub> = 239,61 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -97,75 (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,3$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Etat ELS M<sub>max</sub> = 219,13 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -100,91 (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,7$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 11,4$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 36,4$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

**Etat ELAM<sub>max</sub> = 279,01 (kN\*m)      M<sub>min</sub> = -114,48 (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,5$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,40$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage du voile – 1 er cas : sens principal longitudinal – Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

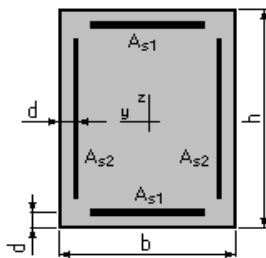
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 1000,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	29500,00	87350,00	26397,00
2.	ELU	35625,86	27697,89	0,00
3.	ELS	26058,67	20516,96	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique = 22,6 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s1</sub> = 636,2 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	A <sub>s2</sub>
Section minimum = 10000,0 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> = 400,0 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	A <sub>s max</sub>
théorique	ρ = 0,66 (%)	maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,10 (%)		
(%)			

**Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELA N = 29500,00 (kN) M<sub>y</sub> = 87350,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 26397,00 (kN\*m)**

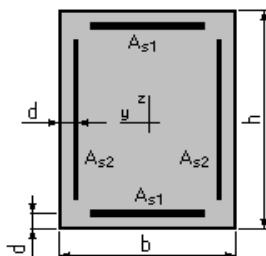
Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre: y = 35,8 (cm)  
 Bras de levier: Z = 188,6 (cm)  
 Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 2,11 (‰)  
 Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 10,00 (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue: σ<sub>s</sub> = 500,0 (MPa)

**Vérification de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

b = 1000,0 (cm)  
 h = 200,0 (cm)  
 d = 5,0 (cm)

**3. Armatures:**

Section théorique = 22,6 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s1} = 636,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2}$
Section minimum = 10000,0 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min} = 400,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max}$
théorique	$\rho = 0,66$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		
(%)			

**4. Excentricité des charges:**

Excentricité:  $e_y = 0,0$  (cm)       $e_z = 0,0$  (cm)

**5. Résultats:****Capacités limites:**

	<b>N (kN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (kN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (kN*m)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	358703,85	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	356010,56	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	451834,36	0,00	-0,00

**Analyse par Etat:**

**Etat ELUN = 358703,85 (kN)      M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre:  $y = +$  infini  
 Bras de levier:  $Z = 95,0$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

**Etat ELSN = 356010,56 (kN)      M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = +$  infini  
 Bras de levier:  $Z = 95,0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 243,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$  (MPa)

**Etat ELAN = 451834,36 (kN)      M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre:  $y = +$  infini  
 Bras de levier:  $Z = 95,0$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

## Ferrailage du voile – 2 eme cas : sens principal transversal – Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

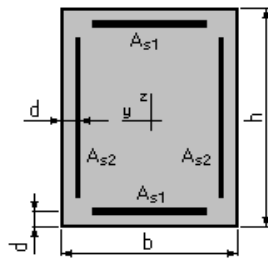
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 1000,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	29500,00	26205,00	87990,00
2.	ELU	35625,86	27697,89	0,00
3.	ELS	26058,67	20516,96	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  
= 75,0 (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  
= 10000,0 (cm<sup>2</sup>)

théorique  
minimum  
(%)

$$A_{s1} = 125,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 400,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$$

Section théorique  $A_{s2}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}}$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00$$

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELA N = 29500,00 (kN) M<sub>y</sub> = 26205,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 87990,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,23 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 118,1 (cm)

Bras de levier: Z = 249,0 (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 5,75$  (‰)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU  $N = 35625,86$  (kN)  $M_y = 27697,89$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,93      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 86,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 160,4$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 4,39$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELS  $N = 26058,67$  (kN)  $M_y = 20516,96$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,84  
 Position de l'axe neutre:  $y = 92,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 164,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,2$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 22,6$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 60,5$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

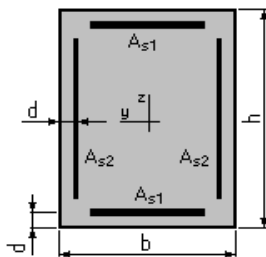
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 1000,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  
 $= 75,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum

$A_{s1} = 125,0$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{s \text{ min}} = 400,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique

Section maximum

$A_{s2}$

$A_{s \text{ max}}$

= 10000,0 (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,20$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%) maximum  $\rho_{\max} = 5,00$   
 (%)

#### 4. Excentricité des charges:

Excentricité:  $e_y = 0,0$  (cm)  $e_z = 0,0$  (cm)

#### 5. Résultats:

##### Capacités limites:

	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	321999,95	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	333713,33	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	415130,41	0,00	-0,00

##### Analyse par Etat:

**Etat ELUN = 321999,95 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 95,0 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

**Etat ELSN = 333713,33 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 95,0 (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 243,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

**Etat ELAN = 415130,41 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 95,0 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

## Ferrailage d'un pieu sous la pile

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

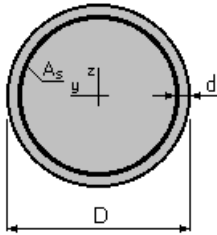
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	2306,46	833,92	0,00
2.	ELS	1687,81	617,77	0,00
3.	ELA	2399,58	4743,21	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 186,7$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min} = 22,6$ (cm <sup>2</sup> )
	Section maximum $A_{s \max} = 565,5$
théorique	$\rho = 1,65$ (%)
minimum (%)	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)
	maximum $\rho_{\max} = 5,00$

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU N = 2306,46 (kN) M<sub>y</sub> = 833,92 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	4,88	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 80,3 (cm)	
Bras de levier:	Z = 77,8 (cm)	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)		
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,50$ (‰)		
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 300,3$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas N° 2: Type ELS**  $N = 1687,81$  (kN)  $M_y = 617,77$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 3,93  
 Position de l'axe neutre:  $y = 78,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 82,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,8$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
   tendue:  $\sigma_s = 17,2$  (MPa)  
   comprimée:  $\sigma_s' = 53,1$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**  $N = 2399,58$  (kN)  $M_y = 4743,21$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 40,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 95,4$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,32$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
   tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
   comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

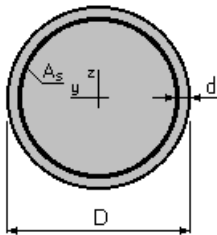
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  
 Section minimum  
 (cm<sup>2</sup>)

théorique  
 minimum

$A_s = 186,7$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{s \text{ min}} = 22,6$  (cm<sup>2</sup>)      Section maximum       $A_{s \text{ max}} = 565,5$

$\rho = 1,65$  (%)

$\rho_{\text{min}} = 0,10$  (%)

maximum       $\rho_{\text{max}} = 5,00$

(%)

**4. Excentricité des charges:**Excentricité:  $e_y = 0,0$  (cm)       $e_z = 0,0$  (cm)**5. Résultats:****Capacités limites:**

	<b>N (kN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (kN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (kN*m)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	23649,56	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	22740,81	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	28574,39	0,00	-0,00

**Analyse par Etat:****Etat ELUN = 23649,56 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 54,7 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

**Etat ELSN = 22740,81 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 54,7 (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,1$  (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6  $f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 241,7$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Etat ELAN = 28574,39 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

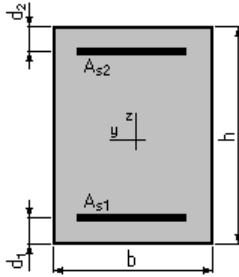
Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 54,7 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

**Ferraillage de chevêtre  
 Calcul de Section en Flexion Simple  
 Nappe supérieure**

**1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$b = 300,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	4388,27	0,00
Etat Limite de Service	3246,34	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 70,7$  (cm<sup>2</sup>)                      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\min} = 58,5$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,12$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 4388,27$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,34      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 8,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 191,7$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,45$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 3246,34$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 33,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 183,7$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 21,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

## Ferrailage de chevêtre Calcul de Section en Flexion Simple Nappe inférieure

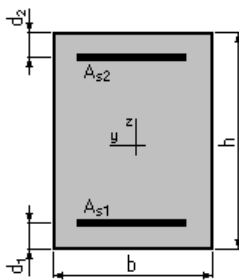
### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 300,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	1315,50	0,00
Etat Limite de Service	973,07	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 58,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 58,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0,10 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

<b>Cas ELU</b>	$M_{\max} = 1315,50 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	3,72	Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 6,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 192,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,37$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 973,07$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 2,78  
 Position de l'axe neutre:  $y = 31,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 184,7$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,5$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 6,6$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Ferraillage des éléments de la culée

### Ferraillage mur GG Calcul de Section en Flexion Simple

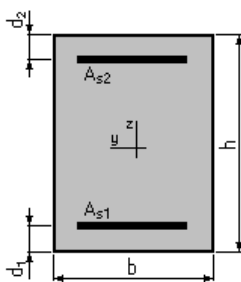
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 40,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	115,88	0,00
Etat Limite de Service	94,19	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	520,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 33,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 3,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,97$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

**Analyse par Cas:**

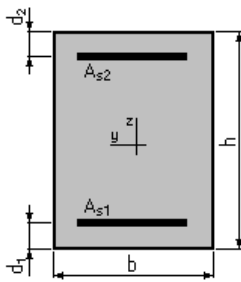
**Cas ELU  $M_{\max} = 115,88$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 3,83 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 12,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 30,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,70$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 94,19$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 2,71  
 Position de l'axe neutre:  $y = 14,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 30,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,3$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 92,3$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA  $M_{\max} = 520,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,6$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 30,8$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,07$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

**Vérification de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Armatures:**

Section théorique  $A_{s1} = 33,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0,97 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

**Moments limites:**

	$M_{\text{max}}$ (kN*m)	$M_{\text{min}}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	443,77	-0,00
Etat Limite de Service	255,08	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	519,94	-0,00

**Analyse par Etat:**

**Etat ELUM**  $M_{\text{max}} = 443,77 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 12,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 30,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,70 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Etat ELS**  $M_{\text{max}} = 255,08 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 14,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 30,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Etat ELAM**  $M_{\text{max}} = 519,94 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 10,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 30,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,07 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Mur en aile (sens x-x) Calcul de Section en Flexion Simple

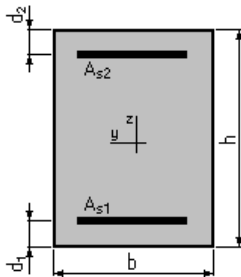
### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	130,06	0,00
Etat Limite de Service	85,93	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	618,81	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 30,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 4,6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,67$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{max} = 130,06$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,09 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 10,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 40,7$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,10$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 85,93$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 6,02

Position de l'axe neutre:  $y = 16,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 19,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{max} = 618,81$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 9,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 41,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,64$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Simple

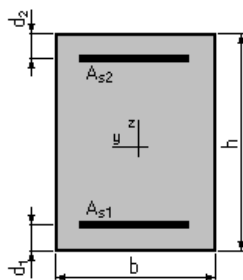
### 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 30,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 4,6$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,67$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

**Moments limites:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	531,36	-0,00
Etat Limite de Service	297,20	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	618,63	-0,00

**Analyse par Etat:**

**Etat ELUM**  $M_{max} = 531,36$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 40,7$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,10$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Etat ELSM**  $M_{max} = 297,20$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 16,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 39,6$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

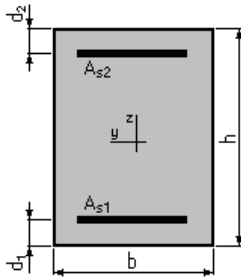
**Etat ELAM**  $M_{max} = 618,63$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 9,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 41,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,64$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Mur en aile (sens y-y) Calcul de Section en Flexion Simple

**1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	146,91	0,00
Etat Limite de Service	117,67	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	823,30	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 41,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_{s \min} = 4,6$ (cm <sup>2</sup> )	
théorique $\rho = 0,92$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)	

**Analyse par Cas:**

<b>Cas ELUM <math>M_{\max} = 146,91</math> (kN*m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 4,79	Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 14,7$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 39,1$ (cm)	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,22$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

<b>Cas ELS <math>M_{\max} = 117,67</math> (kN*m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 3,42	
Position de l'axe neutre: $y = 18,2$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 38,9$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,3$ (MPa)	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 73,1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	
$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

<b>Cas ELA <math>M_{\max} = 823,30</math> (kN*m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 13,0$ (cm)	

Bras de levier:  $Z = 39,8$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,66$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Simple

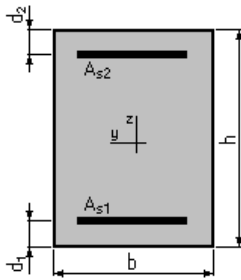
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 50,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 41,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 4,6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,92$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

### Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	704,12	-0,00
Etat Limite de Service	402,85	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	824,14	-0,00

### Analyse par Etat:

Etat ELU  $M_{\max} = 704,12$  (kN\*m)  $M_{\min} = -0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 14,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 39,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7,21$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Etat ELS**  $M_{max} = 402,85$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 18,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 38,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Etat ELA**  $M_{max} = 824,14$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,65$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Mur frontal (voile) -cas 1- Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

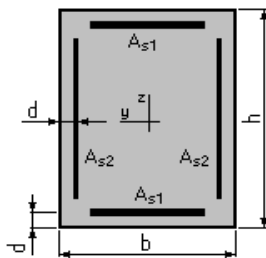
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 1250,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	15164,36	7457,62	0,00
2.	ELS	11078,34	2564,38	0,00
3.	ELA	12948,51	5290,95	658,25

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique = 75,0 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s1} = 125,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2}$
Section minimum = 10000,0 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min} = 400,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max}$
théorique	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		
(%)			

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU N = 15164,36 (kN) M<sub>y</sub> = 7457,62 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 9,39 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre: y = 92,2 (cm)  
 Bras de levier: Z = 118,1 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,38$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS N = 11078,34 (kN) M<sub>y</sub> = 2564,38 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 16,30  
 Position de l'axe neutre: y = 174,3 (cm)  
 Bras de levier: Z = 97,6 (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,0$  (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 14,5$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA N = 12948,51 (kN) M<sub>y</sub> = 5290,95 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 658,25 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 15,76 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre: y = 108,3 (cm)  
 Bras de levier: Z = 114,4 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 1,63$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 325,2$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

### Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses :

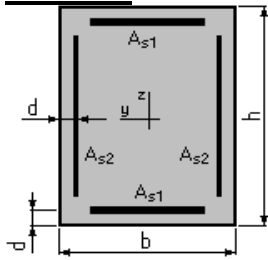
**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



b = 1250,0 (cm)  
 h = 160,0 (cm)  
 d = 5,0 (cm)

**3. Armatures:**

Section théorique = 75,0 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s1} = 125,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2}$
Section minimum = 10000,0 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min} = 400,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max}$
théorique	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		
(%)			

**4. Excentricité des charges:**

Excentricité:  $e_y = 0,0$  (cm)       $e_z = 0,0$  (cm)

**5. Résultats:**

**Capacités limites:**

	<b>N (kN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (kN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (kN*m)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	321999,96	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	333714,66	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	415130,42	0,00	-0,00

**Analyse par Etat:**

**Etat ELUN = 321999,96 (kN)      M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 75,0 (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2,00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma'_s = 400,0$  (MPa)

**Etat ELSN = 333714,66 (kN)      M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre: y = + infini  
 Bras de levier: Z = 75,0 (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 243,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Etat ELAN = 415130,42 (kN)       $M_y = 0,00$  (kN\*m)       $M_z = -0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = +$  infini

Bras de levier:  $Z = 75,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

## Mur frontal (voile) -cas 2- Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

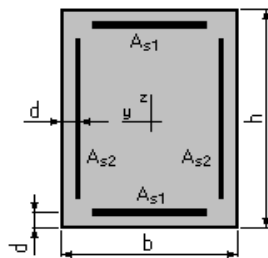
### 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 1250,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	15164,36	7457,62	0,00
2.	ELS	11078,34	2564,38	0,00
3.	ELA	12948,51	2194,18	1587,29

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  
= 75,0 (cm2)

$A_{s1} = 125,0$  (cm2)

Section théorique

$A_{s2}$

Section minimum = 10000,0 (cm <sup>2</sup> ) théorique minimum (%)	$A_{s \min} = 400,0$ (cm <sup>2</sup> ) $\rho = 0,20$ (%) $\rho_{\min} = 0,10$ (%)	Section maximum maximum	$A_{s \max}$ $\rho_{\max} = 5,00$
--	--	----------------------------	--------------------------------------

**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELU N = 15164,36 (kN) M<sub>y</sub> = 7457,62 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 9,39 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre: y = 92,2 (cm)  
 Bras de levier: Z = 118,1 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,38$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS N = 11078,34 (kN) M<sub>y</sub> = 2564,38 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 16,30  
 Position de l'axe neutre: y = 174,3 (cm)  
 Bras de levier: Z = 97,6 (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,0$  (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 14,5$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

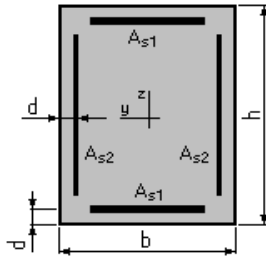
**Cas N° 3: Type ELA N = 12948,51 (kN) M<sub>y</sub> = 2194,18 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 1587,29 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 24,10 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre: y = 168,9 (cm)  
 Bras de levier: Z = 98,1 (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,01$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 1,2$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**Vérification de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses :****Béton: f<sub>c28</sub> = 27,0 (MPa)****Acier: f<sub>e</sub> = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$$b = 1250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 160,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Armatures:

Section théorique  
= 75,0 (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  
= 10000,0 (cm<sup>2</sup>)

théorique  
minimum  
(%)

$$A_{s1} = 125,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 400,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$$

Section théorique  $A_{s2}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}}$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00$$

### 4. Excentricité des charges:

$$\text{Excentricité: } e_y = 0,0 \text{ (cm)} \quad e_z = 0,0 \text{ (cm)}$$

### 5. Résultats:

#### Capacités limites:

	<b>N (kN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (kN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (kN*m)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	321999,96	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	333714,66	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	415130,42	0,00	-0,00

#### Analyse par Etat:

$$\text{Etat ELUN} = 321999,96 \text{ (kN)} \quad M_y = 0,00 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$

Bras de levier:  $Z = 75,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Etat ELSN} = 333714,66 \text{ (kN)} \quad M_y = 0,00 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$

Bras de levier:  $Z = 75,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 243,0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELAN = 415130,42 (kN)       $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$        $M_z = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$   
 Bras de levier:  $Z = 75,0 \text{ (cm)}$   
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00 \text{ (‰)}$   
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$   
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$

## Dalle de transition Calcul de Section en Flexion Simple

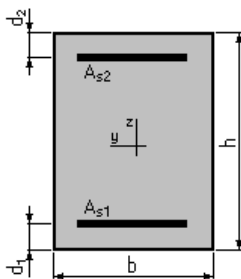
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	59,14	0,00
Etat Limite de Service	42,98	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0,30$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0,12$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 59,14$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 2,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 23,9$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,20$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 42,98$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,8$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Vérification de Section en Flexion Simple

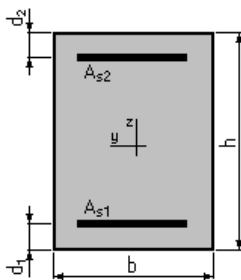
### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 7,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 3,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,30$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0,12$  (%)

<b>Moments limites:</b>	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	78,05	-0,00
Etat Limite de Service	42,84	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	90,23	-0,00

### Analyse par Etat:

**Etat ELUM**  $M_{max} = 78,05$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 2,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 23,9$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,19$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Etat ELSM**  $M_{max} = 42,84$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Etat ELAM**  $M_{max} = 90,23$  (kN\*m)  $M_{min} = -0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 2,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 24,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,04$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

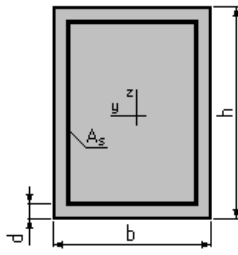
## Corbeau Calcul d'une Section Comprimée

### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Forces:**

	<b>N (kN)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	92,00
Etat Limite de Service	66,85
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00

**4. Résultats:****Résistance des Matériaux:**

Section brute	$B = 3000,0$	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,71$		$N_u$ (béton seul)	$= 3900,60$	(kN)

**Béton:**

$$\sigma \text{ ( ELS )} = 0,2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

**Acier:**

$$\text{Section théorique } A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section maximum}$$

$$A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 0,52 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

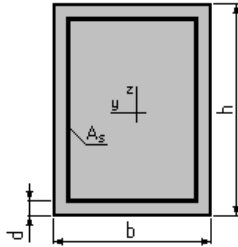
**Vérification d'une Section Comprimée****1. Hypothèses :**

$$\text{Béton: } f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier: } f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



b = 100,0 (cm)  
 h = 30,0 (cm)  
 d = 5,0 (cm)

**3. Armatures:**

Section théorique  $A_s = 10,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 10,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum

$A_{s\ max} = 150,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,35$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,35$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5,00$  (%)

**4. Résultats:**

**Résistance des Matériaux:**

Section brute	B = 3000,0	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	B <sub>r</sub> = 2744,0	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,71$		$N_u$ (béton seul)	= 3900,60	(kN)

**Béton:**

$\sigma$  ( ELS ) = 16,2 (MPa)  
 $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

**Effort admissible:**

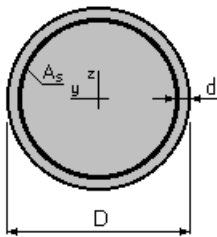
	<b>N (kN)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	4221,98
Etat Limite de Service	5112,72
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	5457,33

## Ferrailage du pieu sous culée

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

**1. Hypothèses :****Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**

$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

**3. Efforts appliqués :**

Cas N	Type	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (KN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (KN*m)</b>
1.	ELU	2958,74	1587,50	0,00
2.	ELS	2129,43	1065,16	0,00
3.	ELA	2695,84	3627,72	0,00

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_s = 125,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum
	$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 1,11 \text{ (\%)}$	
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$	maximum
	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$	

**Analyse par Cas :**

**Cas N1: Type ELUN = 2958,74 (KN)       $M_y = 1587,50$  (KN\*m)       $M_z = 0,00$  (KN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,29      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 63,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 83,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,72$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N2: Type ELS N = 2129,43 (KN)       $M_y = 1065,16$  (KN\*m)       $M_z = 0,00$  (KN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,95  
 Position de l'axe neutre:  $y = 62,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 87,1$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8,3$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 101,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 110,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N3: Type ELA N = 2695,84 (KN)       $M_y = 3627,72$  (KN\*m)       $M_z = 0,00$  (KN\*m)**

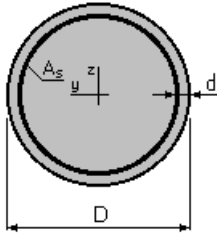
Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 39,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 94,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,51$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**Vérification de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses :****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

## 3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 125,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
= 565,5 (cm <sup>2</sup> )			
théorique	$\rho = 1,11 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$		
(%)			

## 4. Excentricité des charges:

Excentricité:  $e_y = 0,0 \text{ (cm)}$        $e_z = 0,0 \text{ (cm)}$

## 5. Résultats:

### Capacités limites:

	<b>N (kN)</b>	<b>M<sub>y</sub> (kN*m)</b>	<b>M<sub>z</sub> (kN*m)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	21205,56	0,00	-0,00
Etat Limite de Service	21256,09	0,00	-0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	26130,39	0,00	-0,00

### Analyse par Etat:

**Etat ELUN = 21205,56 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$   
 Bras de levier:  $Z = 52,7 \text{ (cm)}$   
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00 \text{ (\%)}_0$   
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$   
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$

**Etat ELSN = 21256,09 (kN) M<sub>y</sub> = 0,00 (kN\*m) M<sub>z</sub> = -0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$   
 Bras de levier:  $Z = 52,7 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,1 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 241,7 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

**Etat ELAN = 26130,39 (kN)  $M_y = 0,00$  (kN\*m)  $M_z = -0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = + \text{infini}$

Bras de levier:  $Z = 52,7$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,00$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 400,0$  (MPa)

الْحَمْدُ لِلَّهِ  
الَّذِي بِنِعْمَتِهِ تَتِمُّ الصَّالِحَاتُ