

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
ENTRE PK 003+750 ET PK 003+950
AU NIVEAU DE CAP DJINET
WILAYA DE BOUMERDES**

Présenté par :

KHELLADI ROUFAIDA

NEDJAR LOUBNA

Encadré par :

Mr TOUNSI K.

Mr. CHAMI S.

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

Au travers de ces lignes, nous tenons à exprimer notre plus grande reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à ce travail par leur présence, leur soutien ou leur aide.

En premier lieux, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la foi et la force d'en arriver là.

Nous tenons à remercier conjointement notre encadreur Mr TOUNSI, et Co-Encadreur Mr CHAMI d'avoir dirigé ce modeste travail.

Un grand merci à Mr BABAKHOUYA Youcef, pour sa grande disponibilité et l'autonomie qu'il nous a procurée. Son suivi et sa rigueur ont été d'une aide tout aussi précieuse que les échanges que nous avons eus.

Egalement, notre remerciement à toute la famille de l'ENSTP particulièrement aux enseignants et responsables de la bibliothèque.

Un grand merci s'adresse au Dr. CHIKH Benazouz, pour son aide et ses précieux conseils. Merci monsieur pour la confiance que vous nous avez apportée dans nos moments de doute.

Nous tenons ensuite à exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont accueillies au sein de la DTP-BOUMERDES.

Une pensée sincère va enfin à nos familles pour leur soutien systématique. Sans oublier toute personne qui nous a épaulées dans l'aboutissement de ce travail.

Merci à Tous

DEDICACE

Je dédie ce travail...

A MA TRÈS CHÈRE MÈRE : SAID AUTMANI FATIHA,

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encouragé durant toutes les années de mes études, 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.

Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie.

A MON TRÈS CHER PÈRE : KHELLADI RABAH,

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes sont-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, qui étudie de l'esprit et te protège de tout mal.

A MES TRES CHERES SOEURS

ILHAM, ROUMAISSA, CHAHINEZ, ET MA PETITE SARAH

ET SON MARIS ET LEURS ENFANTS (ABOUBAKR SADIK, MOUHMED YASSIN, MOUAD, MOUHMED AMIR WASSIM)

En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent. Pour toute l'ambiance dont vous m'avez entouré, pour toute la spontanéité et vos élan chaleureux, Je vous dédie ce travail. Puisse Dieu le tout puissant exhausser tous vos vœux.

A MA BINOME LOUBNA

Puisse Dieu, le tout puissant vous préserve du mal, vous comble de santé, de bonheur et vous procure une longue vie.

A MON PETIT OISEAU MOMO

A TOUS MES AMIS ET LA FAMILLE De l'ENSTP

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin à tous ceux qui m'aiment

A vous

DEDICACE

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la foi et la force d'en arriver là.

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère mère, une douce maman KACIMI SALIHA qui m'a soutenu et encouragé Durant ces années d'études, celle qui m'a offert tout l'amour, toute la tendresse que peut donner une mère à sa fille, je te remercie pour tes sacrifices qui m'ont porté la joie et la foi dans la vie, cette dédicace n'égale jamais le véritable amour que je te doit.

A ma chère et unique soeur MARWA et son mari AHMED . A mon chère frère ABDELHAK .A mon chère frère décédé ABDELKRIM ,que DIEU ait pitié de lui ,avec sa grande miséricorde .

A toute ma famille KACIMI , mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour .

A ma binôme: ROUFAIDA

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé , et à qui je souhaite plus de success.

A toute la famille ENSTP.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 003+750 والنقطة الكيلومترية 003+950 بطول 180 متر، من خط الطريق الذي يقطع في رأس جنات الواقعة في ولاية بومرداس .

بدأنا عملنا بتقديم بحث ببليوغرافي حول المقارنة بين جسر بالإجهاد المسبق و الإجهاد البعدي ، و توجهنا لاحقا للعمل على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملاءمة . وفي الجزء الثاني قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع للجسر و هذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر و بالاعتماد على برامج للحساب.

الكلمات المفتاحية : جسر، الخرسانة سابقة الإجهاد ، الركائز الوسطية ، الركائز الطرفية ، الإجهاد البعدي ، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

RÉSUMÉ

Ce travail présente la conception et de l'étude d'un pont entre le PK 003+750 et le PK 003+950 au niveau Cap Djenat dans la wilaya de Boumerdes.

Nous commençons notre travail par une recherche bibliographique sur la comparaison entre poutre précontrainte par post tension ou par pré-tension.

Ce travail comporte deux parties principales.

La première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes, la plus avantageuse sera retenue.

La deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, post-tension, étude sismique, infrastructure.

ABSTRACT

This work is about the design and study of a road bridge. The project is located between PK 003+750 et le PK 003+950 in the Cap Djenat in the wilaya of Boumerdes.

This memory begins with a library search about comparison between post-tension and pre-tension pre-stressed beam. Next, we started with the first part that provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions.

The second part is to study the structure and the foundation in details for the chosen variante. We first start by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

Keywords : Bridge, pre-stressed beams, piers, post-tension, earthquake analysis, infrastructure.

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire.
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σInf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σs : Contrainte limite de l'acier.
σSup : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
HA : Haute Adhérence.
12T15 : deuze (12) torons de quinze (15) fils.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1	INTRODUCTION.....	2
I.2	OBJECTIF DU PROJET.....	2
I.3	PRESENTATION DU PROJET	2
I.3.1	Situation Du Projet.....	2
I.3.2	Obstacles A Franchir.....	3
I.4	LES DONNEES FONCTIONNELLES	3
I.4.1	Tracé En Plan.....	3
I.4.2	Profil en long.....	3
I.4.3	Profil En Travers.....	4
I.5	LES DONNES NATURELLES	4
I.5.1	Données Topographiques.....	5
I.5.2	Données Climatiques	5
I.5.3	Les Actions dues au Vent	5
I.5.4	Les Actions dues à la Variation du Température.....	5
I.5.5	Données Géotechniques.....	5
I.5.6	Données Géologiques	6
I.5.6.1	Le socle précambrien.....	6
I.5.6.2	Le crétacé supérieur.....	6
I.5.6.3	Les formations sédimentaires (Néogène, Quaternaire)	7
I.5.6.4	Les roches d'origine ignée (éruptive)	7
I.5.7	Hydrologie	7
I.5.8	Données Sismologiques	7
I.6	CONCLUSION	8

CHAPITRE II

Conception et Prédimensionnement

II.1	INTRODUCTION.....	9
II.2	ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION	9
II.3	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	10
II.3.1	Variante 01 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	10

II.3.1.1	Conception longitudinale.....	10
II.3.1.2	Découpage des voussoirs.....	10
II.3.1.3	Conception transversale.....	11
II.3.2	Variante 02 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP ».....	13
II.3.2.1	Conception longitudinale.....	13
II.3.2.2	Conception transversale.....	14
II.3.3	Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre ».....	16
II.3.3.1	Conception longitudinale.....	16
II.3.3.2	Conception transversale.....	16
II.3.3.3	Conception des entretoises	16
II.3.3.4	Conception des poutres principales	17
II.4	DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES.....	20
II.5	ANALYSE MULTICRITERE.....	20
II.5.1	Comparaison entre les 3 techniques de construction	20
II.6	CONCLUSION	22

CHAPITRE III

Charges et Hypothèses de Calcul

III.1	INTRODUCTION	23
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL	23
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	23
III.3.1	Remblai	23
III.3.2	Béton	23
III.3.3	Acier Passif	24
III.3.4	Acier de précontrainte	24
III.3.5	Contraintes admissibles.....	25
III.3.5.1	Béton.....	25
III.3.5.2	Armatures	25
III.4	EVALUATION DES ACTIONS	26
III.4.1	Evaluation des actions hors trafic.....	26
III.4.1.1	Actions permanentes	26
III.4.1.2	Actions thermiques.....	27
III.4.2	Evaluation des actions dues au trafic	28
III.4.2.1	Caractéristiques du pont	28
III.4.2.2	Système de charge A	28
III.4.2.3	Surcharge de trottoir St.....	29
III.4.2.4	Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :.....	29

III.4.2.5	Système de charges Bt/ Article 4.5.3 RCPR :	30
III.4.2.6	Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :	31
III.4.2.7	Charges militaires : Mc 120	31
III.4.2.8	Charges exceptionnelles : D240	31
III.4.2.9	Coefficient de majoration dynamique	32
III.4.2.10	Efforts de freinage	32
III.5	CONCLUSION	32

CHAPITRE IV

Répartition Transversale Due Aux Surcharge

IV.1	INTRODUCTION	33
IV.2	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	33
IV.2.1	Définition des paramètres de calcul.	33
IV.2.2	Paramètre d'Entretroisement θ	34
IV.2.3	Paramètre de Torsion α	35
IV.3	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS	36
IV.3.1	Charges Permanentes	36
IV.3.1.1	Charge A(L)	36
IV.3.1.2	Surcharge de trottoir St	37
IV.3.1.3	Système de charge Bc	37
IV.3.1.4	Système de charge Bt	39
IV.3.1.5	Système de charge Br	40
IV.3.1.6	Charges militaires : Mc 120	40
IV.3.1.7	Charge exceptionnelle : D240	41
IV.3.2	Tableau donnant le l'effort tranchant pour : $x = 0.5L$	42
IV.3.3	Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = 0.25L$	42
IV.3.4	Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = 0.50L$	43
IV.3.5	Coefficient de répartition transversale K	43
IV.3.6	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.25L$)	56
IV.3.7	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.5L$)	56
IV.3.8	Détermination de la poutre la plus sollicitée	57
IV.4	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES	57
IV.4.1	Calcul de $\varepsilon'\alpha$ et $\varepsilon\alpha$	57
IV.4.2	Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($x = 0.00L$)	59
IV.4.3	Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($X = 0.5L$)	60
IV.4.4	Détermination de la poutre la plus sollicitée	60
IV.5	CONCLUSION	60

V.1	INTRODEUCTION	61
V.2	DONNÉES DE CALCUL	61
V.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	62
V.3.1	Valeur Minimale de la Précontrainte en Service	62
V.3.2	Détermination de nombre de câble	62
V.3.3	Pré-vérification de la précontrainte.....	63
V.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	64
V.4.1	Principe	64
V.4.2	Détermination du Tracé	64
V.5	CALCUL DES PERTES.....	68
V.5.1	Pertes de Tension Instantanées	68
V.5.1.1	Pertes par frottement.....	68
V.5.1.2	Pertes dues au recul d’ancrage.....	69
V.5.1.3	Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	69
V.5.2	Pertes de Tension Différées	70
V.5.2.1	Pertes par retrait.....	70
V.5.2.2	Perte par fluage.....	70
V.5.2.3	Perte par relaxation.....	71
V.5.3	Pertes Totales	72
V.6	VERIFICATION DES CONTRAINTES	72
V.6.1	Les Sections de Vérifications.....	72
V.6.2	Limitation des contraintes.....	72
V.6.3	Caractéristiques nettes des sections	73
V.6.4	Justification de la poutre à l’ELS.....	73
V.6.4.1	Justification des contraintes normales	74
V.6.4.2	Justification des contraintes tangentielles.....	75
V.6.4.3	Armatures des zones tendues.....	76
V.6.5	Justification de la poutre à l’ELU	94
V.7	CONCLUSION	95

CHAPITRE VI

Etude de Tablier

VI.1	INTRODUCTION	96
VI.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	96
VI.2.1	Fleche due au Poids Propre	96
VI.2.2	Contre Flèche de Précontrainte	96
VI.2.3	Flèche Due à La Construction	97
VI.2.4	Flèche Maximale à ELS	97
VI.2.5	Flèche totale	97
VI.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE	98
VI.3.1	Principe de ferrailage	98
VI.3.2	Évaluation des efforts	98
VI.3.3	Ferrailage	99
VI.3.3.1	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	99
VI.3.3.2	Ferrailage nappe inférieure	100
VI.3.3.3	Cadres transversales (Effort tranchant)	100
VI.4	ETUDE DE L'HOUDIS	100
VI.4.1	Ferrailage	102
VI.4.1.1	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	102
VI.4.1.2	Ferrailage nappe inferieure (Mi-travée)	103
Tableau VI.2 :	Ferrailage de l'hourdis.	103
VI.5	ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES	103
VI.5.1	Armature de Peau	103
VI.5.2	Ferrailage minimal	103
VI.6	CONCLUSION	104

CHAPITRE VII

Etude Sismique et Equipements du Pont

VII.1	INTRODUCTION	105
VII.2	APPAREIL D'APPUI	105
VII.2.1	Choix de Type d'Appareil d'Appui	105
VII.2.2	Dimensionnement des appareils d'appui de type B	105
VII.2.2.1	Aire l'appareil d'appui	105
VII.2.2.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	106
VII.2.2.3	Dimensionnement des frettes	106
VII.3	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K	107
VII.4	ETUDE SISMIQUE	108

VII.4.1	La Méthode Monomodale	108
VII.4.1.1	Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental	108
VII.4.1.2	Angle de biais	108
VII.4.1.3	Courbure de pont.....	108
VII.4.1.4	Symétrie transversale	108
VII.4.2	Evaluation de l'Effort Sismique Longitudinal	109
VII.4.3	Evaluation de l'Effort Sismique Transversal	110
VII.4.4	Séisme Vertical	110
VII.4.5	Vérifications des Appareils d'Appui selon RPOA 2008.....	111
VII.4.5.1	Résistance à la compression.....	111
VII.4.5.2	Stabilité au flambement	111
VII.4.5.3	Limitation de la distorsion	111
VII.4.5.4	Condition de non-glissement	112
VII.5	DES D'APPUIS.....	112
VII.5.1	Dimensionnement des dés d'appuis	113
VII.5.2	Ferraillage des Dés d'Appuis	113
VII.5.3	JOINT DE CHAUSSEE.....	113
VII.5.4	Calcul de Souffle.....	114
VII.5.5	Type de joint.....	114
VII.6	CONCLUSION.....	114

CHAPITRE VIII

Etude de L'infrastructure

VIII.1	INTRODUCTION	115
VIII.2	ETUDE DE LA PILE	115
VIII.2.1	Conception de la pile /documents SETRA.....	115
VIII.2.1.1	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	115
VIII.2.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile	116
VIII.2.2.1	Efforts statiques	116
VIII.2.3	Ferraillage des Eléments de la Pile	117
VIII.2.3.1	Etude de chevre.....	117
VIII.2.3.2	Etude des fûts.....	120
VIII.2.3.3	Etude de la semelle	120
VIII.2.3.4	Etude des pieux.....	122
VIII.3	ETUDE DE LA CULEE.....	123
VIII.3.1	Fonction des Culées :	124
VIII.3.1.1	Les fonctions mécaniques :.....	124

VIII.3.1.2	Les fonctions techniques :	124
VIII.3.2	Conception des Culées	124
VIII.3.2.1	Choix de type de culée.....	124
VIII.3.2.2	Sollicitations sur la culée :.....	124
VIII.3.2.3	Prédimensionnement de la culée	125
VIII.3.3	Descente des charges.....	126
VIII.3.4	Combinaison des efforts.....	127
VIII.3.5	Ferraillage des Eléments de la Culée	128
VIII.3.5.1	Mur frontal.....	128
VIII.3.5.2	Mur garde grève.....	129
VIII.3.5.3	Dalle de transition.....	131
VIII.3.5.4	Corbeau d'appui de la dalle de transition	132
VIII.4	CONCLUSION	133
CONCLUSION GENERALE.....		134
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXES		
ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES		
ANNEXE B. MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS		
ANNEXE C. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES		
ANNEXE D. FERRAILLAGE		
ANNEXE E. TABLEAUX EXCEL		

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I	Présentation du Projet
Figure I.1: Implantation du projet sur une image satellitaire.	2
Figure I.2: Position des ouvrages d'art.	3
Figure I.3 : Tracé en plan.	3
Figure I.4 : Profil en long.	4
Figure I.5 : Profil en travers.	4
Figure I.6 : Situation géographique de l'OA-01.	4
Figure I.7 : Extrait de la feuille géologique n°22 Thenia.	6
CHAPITRE II	Conception et Prédimensionnement
Figure II.1: Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	10
Figure II.2: Notations des dimensions.	11
Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.	13
Figure II.4: Notation des dimensions	14
Figure II.5: Eléments de conception transversale d'un tablier bipoutre entretoisé.	16
Figure II.6 : Profil général d'un IPE.	17
Figure II.7 : Notation des dimensions de la section des poutres principales.	18
CHAPITRE III	Charges et Hypothèses de Calcul
Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.	26
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.	26
Figure III.3: La largeur roulable	28
Figure III.4 : Système de chargement Bc.	29
Figure III.5 : Système de chargement B _t	30
Figure III.6 : Système de chargement B _r	31
Figure III.7 : Convoi de charge Mc 120.	31
Figure III.8: Convoi exceptionnel D240.	31
CHAPITRE IV	Répartition Transversale Due Aux Surcharges
Figure IV.1: Positions actives des poutres.	33
Figure IV.2 : Section équivalente.	35
Figure IV.3 : Sollicitations dues au poids propre.	36
Figure IV.4: Positionnement de la surcharge A1v.	37
Figure IV.5: Positionnement de la surcharge A2v.	37
Figure IV.6: Charge S trottoir uniformément répartie.	37
Figure IV.7 : Positionnement de la résultante des charges selon Barré.	38
Figure IV.8 : Répartition de la charge B.	38
Figure IV.9 : Positionnement d'un seul tandem de la charge B _t	39
Figure IV.10: Positionnement de la charge B _t pour le calcul du moment.	40

Figure IV.11 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....	41
Figure IV.12 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.	41
Figure IV.13 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.	41
Figure IV.14: Positionnement du convoi D240 pour un moment max.	41
Figure IV.15: Position des poutres.	46
Figure IV.16.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.	47
Figure IV.16.b : Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.	47
Figure IV.16.c :Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie....	47
Figure IV.16.d: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies.	47
Figure IV.16.e: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour une voie.....	47
Figure IV.16.f: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour deux voies.	48
Figure IV.16.g: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Br.	48
Figure IV.16.h : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.....	48
Figure IV.16.i : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.	48
Figure IV.16.j :Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge St pour une voie.....	48
Figure IV.16.k: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge St pour deux voies.	49
Figure IV.17.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.	49
Figure IV.17.b :Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.	49
Figure IV.17.c: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour une voie....	49
Figure IV.17.d: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour deux voies.	49
Figure IV.17.e: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bt pour une voie.....	50
Figure IV.17.f :Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bt pour deux voies.	50
Figure IV.17.g: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Br.	50
Figure IV.17.h: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.....	50
Figure IV.17.i: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240.	50
Figure IV.17.j: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge St pour une voie.....	51
Figure IV.17.k:Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge St pour deux voies..	51
Figure IV.18.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.	51
Figure IV.18.b : Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.	51
Figure IV.18.c : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bc pour une voie..	51
Figure IV.18.d : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bc pour deux voies.	52
Figure IV.18.e : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bt pour une voie....	52
Figure IV.18.f : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bt pour deux voies.	52
Figure IV.18.g : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Br.	52
Figure IV.18.h : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.....	52
Figure IV.18.i : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240.	53
Figure IV.18.j : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge St pour une voie....	53
Figure IV.18.k : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge St pour deux voies.	53
Figure IV.19.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.	53
Figure IV.19.b: Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.	54
Figure IV.19.c :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bc pour une voie....	54
Figure IV.19.c :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bc pour deux voies.	54
Figure IV.19.e :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bt pour une voie.....	54
Figure IV.19.f :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bt pour deux voies.	55
Figure IV.19.g : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Br.	55
Figure IV.19.h : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.....	55
Figure IV.19.i: Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240.	55

Figure IV.19.j : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge St pour une voie.....	56
Figure IV.19.k : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge St pour deux voies.	56

CHAPITRE V **Etude de la Précontrainte**

Figure V.1 : Un toron T15 (composé de 7 fils).	63
Figure V.2: Géométrie des câbles.....	64
Figure V.3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte.	65
Figure V.4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.	65
Figure V.5: Trajectoire des câbles.	66
Figure V.6: L'angle de déviation des câbles.	66
Figure V.7: Frottement le long du câble.....	68
Figure V.8 : Les sections de vérification.....	72
Figure V.9 : Ferrailage de zone tendue.	76
Figure V.10: Diagramme des contraintes à mi travée	76

CHAPITRE VI **Etude de Tablier**

Figure VI.1 : Vue en 3D du tablier de pont.	96
Figure VI.2 : Flèche max de la poutre due au poids propre.	96
Figure VI.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	97
Figure VI.4 : Flèche max de la poutre à ELS.	97
Figure VI.5 : Positions des vérins.....	98
Figure VI.6 : Modélisation de l'entretoise.....	98
Figure VI.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.....	99
Figure VI.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.	99
Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.	99
Figure VI.10 : Ferrailage de l'entretoise.	100
Figure VI.11 : Moment Max- Dalle à ELU ($1.35G + 1.6BT_2$).	101
Figure VI.12 : Effort tranchant Max- Dalle à ELU ($1.35G + 1.6BT_2$).	101
Figure VI.13 : Moment Max- Dalle à ELS ($G + 1.2 BT_2$).	102
Figure VI.14 : Effort tranchant Max- Dalle à ELS ($G + 1.2 BT_2$).	102
Figure VI.15 : Ferrailage de l'hourdis.	103
Figure VI.16 : Ferrailage de la poutre.	104

CHAPITRE VII **Etude Sismique et Equipements du Pont**

Figure VII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.	106
Figure VII.2 : Joint de chaussée.	113

CHAPITRE VIII **Etude de L'infrastructure**

Figure VIII. 1 : Implantation et hauteurs des piles.	115
Figure VIII. 2 : Forme et dimensions des piles.	116
Figure VIII. 3 : Modèle de calcul.	117

Figure VIII. 4 : Les moments $M_{\max \text{ ELS}}$ sur le chevetre avec le logiciel.....	117
Figure VIII. 5: Les moments $M_{\max \text{ ELU}}$ sur le chevetre avec le logiciel.	118
Figure VIII. 6: Les efforts tranchants $T_{\max \text{ ELU}}$ sur le chevetre avec le logiciel.	118
Figure VIII. 7 : Ferrailage du chevetre (COUPE TRANSVERSALE).	119
Figure VIII. 8 : Ferrailage du fût.	120
Figure VIII. 9: Ferrailage de la semelle.....	121
Figure VIII. 10: Ferrailage des pieux.	123
Figure VIII. 11: Dimensions de la culée.....	125
Figure VIII. 12: Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.	130
Figure VIII. 13: Ferrailage de la culée.....	133

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I	Présentation du Projet
Tableau I.1 : Coefficient d'accélération (A).....	7
CHAPITRE II	Conception et Prédimensionnement
Tableau II.1: Récapitulation de découpage des voussoirs.....	10
Tableau II.2: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	11
Tableau II.3: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2.....	14
Tableau II.4 : Caractéristiques d'un IPE600.	17
Tableau II.5: Pré-dimensionnement des poutres métalliques principales.	17
Tableau II.6: Devis estimatif et quantitatif d'un tablier des 3 variantes.....	20
Tableau II.8: Analyse multicritère des trois variantes.	20
Tableau II.9: Avantages et inconvénients des 3 variantes.....	21
CHAPITRE III	Charges et Hypothèses de Calcul
Tableau III.1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.	24
Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton.....	25
Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	25
Tableau III.4 : Poids total du tablier.	27
Tableau III.5 : Coefficient a_1	29
Tableau III.6 : Valeurs de $A(L)$ pour le tablier poutres.....	29
Tableau III.7 : Les valeurs de b_c	30
Tableau III.8: Les valeurs de B_c	30
Tableau III.9 : Les valeurs de b_t	30
Tableau III.10 : Valeurs de B_t	30
Tableau III.11 : Coefficients de majoration dynamique pour le tablier poutres.....	32
Tableau III.12 : L'effort de freinage de $A(L)$	32
CHAPITRE IV	Répartition Transversale Due Aux Surcharge
Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à $X=0$	42
Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.25 L$	42
Tableau IV.3 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.5 L$	43
Tableau IV.4: Valeur de K_0 pour $\theta = 0.55$	44
Tableau IV.5 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.55$	44
Tableau IV.6 : Valeur de K_0 pour $\theta = 0.60$	44
Tableau VI.7 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.60$	44
Tableau IV.8 : Valeur de K_0 pour $\theta = 0.59$	45
Tableau IV.9 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.59$	45

Tableau IV.10 : Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,59$ et $\alpha=0.25$.	45
Tableau IV.11 : Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,59$ et $\alpha=0.25$.	45
Tableau IV.12: Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$.	56
Tableau IV.13: Combinaisons de charge à ELS et à ELU.	57
Tableau IV.14: Valeur de ε_0 pour $\theta = 0.59$.	58
Tableau IV.15 : Valeur de ε_1 pour $\theta = 0.59$.	58
Tableau IV.16: Valeur de ε pour $\theta = 0.59$.	58
Tableau IV.17 : Valeur de $\varepsilon_{0.25}$ pour $\theta = 0.59$.	58
Tableau IV.18 : Valeur de $\varepsilon'_{0.25}$ pour $\theta = 0.59$.	59
Tableau IV.19 : Valeur de $\varepsilon_{0.25}$ pour $\theta = 0.59$.	59
Tableau IV.20 : Valeur de $\varepsilon'_{0.25}$ pour $\theta = 0.59$.	59

CHAPITRE V

Etude de la Précontrainte

Tableau V.1 : Données de dimensionnements de la précontrainte.	61
Tableau V.2 : Calcul de P_{MIN} .	62
Tableau V.3: Détermination du nombre de câble.	63
Tableau V.4:Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.	63
Tableau V.5: Résultats de vérifications des contraintes.	64
Tableau V.6: Tracé des câbles.	66
Tableau V.7: Caractéristiques du tracé des câbles.	67
Tableau V.8 : Valeurs des pertes dues aux frottements.	69
Tableau V.9: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.	69
Tableau V.10: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.	70
Tableau V.11: Valeurs des Pertes par fluage.	71
Tableau V.12 : Valeurs des pertes par relaxation.	71
Tableau V.13: Valeurs des pertes totales.	72
Tableau V.14: Limitation des contraintes.	73
Tableau V.15: Caractéristiques nettes des sections.	73
Tableau V.16: Caractéristiques de chaque phase de vérification.	73
Tableau V.17: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.	74
Tableau V.18: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.	74
Tableau V.19 : Effort de précontrainte.	75
Tableau V.20: Contrainte tangentielle « τ ».	76
Tableau V.21 : Détermination l'angle β_u .	94

CHAPITRE VI

Etude de Tablier

Tableau VI.1 : Ferrailage de l'entretoise.	100
Tableau VI.2 : Ferrailage de l'hourdis.	103

CHAPITRE VII**Etude Sismique et Equipements du Pont**

Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.	106
Tableau VII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	107
Tableau VII.3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis.	107
Tableau VII.4 : Forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	109
Tableau VII.5 : Forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	110
Tableau VII.6 : Dimensionnement des dèd d'appui.	113
Tableau VII.7 : Frettage des dèd d'appuis.....	113
Tableau VII.8 : Modèles des joints Wd.....	114

CHAPITRE VIII**Etude de L'infrastructure**

Tableau VIII.1: Implantation et hauteurs des piles.....	115
Tableau VIII.2 : Vérification du flambement des piles les plus hautes.....	116
Tableau VIII.3: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées de la pile 2.	116
Tableau VIII. 4 : Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation de la pile 2.....	117
Tableau VIII.5 : Ferrailage du chevêtre.	118
Tableau VIII.6 : Valeurs de WARNER.....	123
Tableau VIII.7 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.	126
Tableau VIII.8 : Evaluations des efforts statiques de la culée.....	126
Tableau VIII. 9 : Evaluation des efforts provenant du tablier.	127
Tableau VIII.10 : Combinaison des efforts.	127
Tableau VIII.11 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.....	128
Tableau VIII.12 : Sollicitations sur mur frontal.....	131

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,...), artificiel (barrages,...) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio-économique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

Notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un dédoublement de la RN 24 (OUED ISSER-TAKDEMT & EVITEMENT DE CAP DJINET)

Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour réaliser ce travail.

Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie est consacrée à la présentation de l'ouvrage objet de cette étude et à sa conception.
- La deuxième partie est consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- L'étape suivante a pour objet l'étude détaillée de la superstructure.
- La dernière partie sera consacrée à l'analyse sismique et l'étude de l'infrastructure.
- En finalité, on présente une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant le travail.

CHAPITRE I

PRESENTATION
DE PROJET

I.1 INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le projet qu'elles soient fonctionnelles ou naturelles. Ça fera l'objet de ce chapitre.

I.2 OBJECTIF DU PROJET

L'objectif de notre projet de fin d'études est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 3+750 et le PK 3+950, d'une longueur de 200 m, réalisé dans le cadre d'un projet de dédoublement de la RN24 au niveau de la wilaya de Boumerdes.

I.3 PRESENTATION DU PROJET

I.3.1 Situation Du Projet

Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de la ville de Boumerdes. Il concerne le projet de réalisation d'un dédoublement de la RN24 sur un linéaire total de 35 Km environ (Oued Isser - Takdempt et évitement de Cap Djinet), et aussi celui de la RN25. Pour bien gérer ce projet, l'étude a été répartie en cinq lots :

- Lot 01 : Étude du dédoublement de la RN24 entre Zemmouri et Cap Djinet sur 7.10 km.
- Lot 02 : Étude de dédoublement de la RN24 entre Cap Djinet et Takdempt sur 7.15 km.
- Lot 03 : Étude de l'évitement de Cap Djinet sur 11.80 km. (*Situation de notre PFE*).
- Lot 04 : Étude de passage Cap Djinet sur 7.80 Km.
- Lot 05 : Étude de dédoublement de la RN25 entre Takdempt et Ben Choud sur 3.65 km.

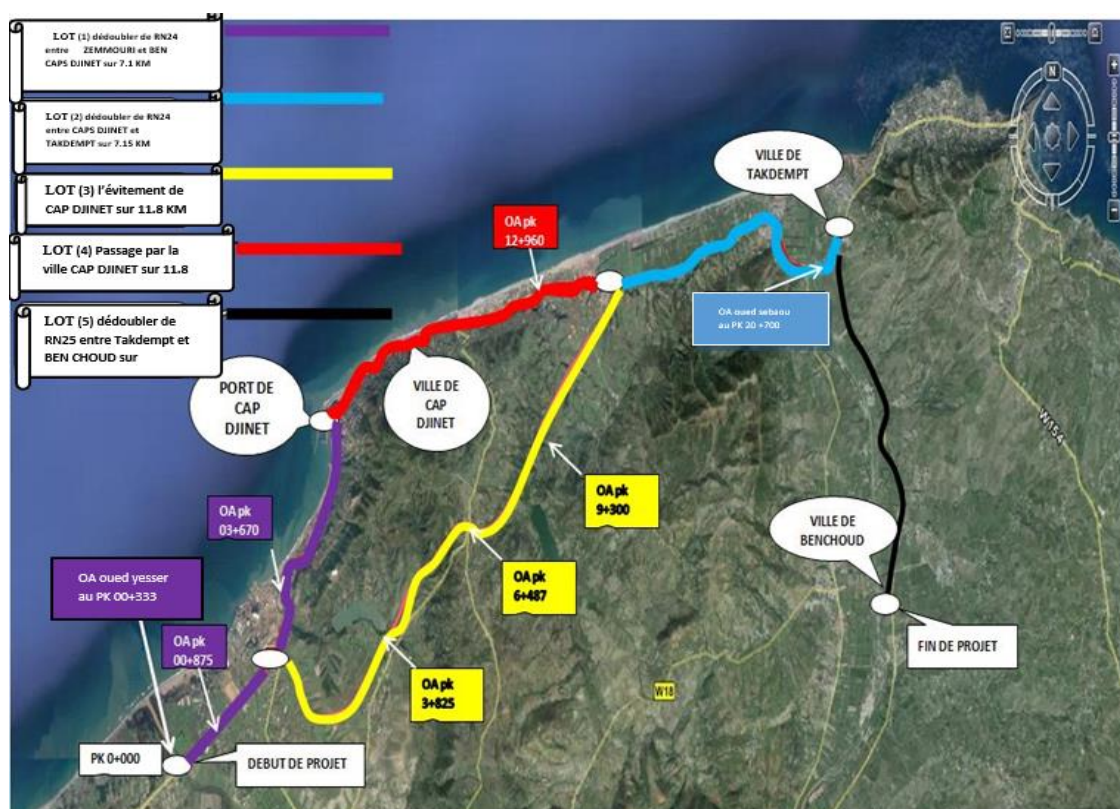


Figure I.1: Implantation du projet sur une image satellitaire.

Notre ouvrage à concevoir et à étudier est l'ouvrage d'art OA-01 faisant partie du Lot 03 (*Etude d'évitement de Cap Djinet sur 11.80 km*).



Figure I.2: Position des ouvrages d'art.

I.3.2 Obstacles A Franchir

Notre ouvrage franchit une vallée contenant un oued, comme le montre les tracés en plan et en long ci-après.

I.4 LES DONNEES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, à sa mise en service et à terme compte tenu du phasage fonctionnel éventuel. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis. L'ouvrage projeté est composé de 02 tabliers parallèles et identiques (de mêmes dimensions).

I.4.1 Tracé En Plan

L'axe en plan est un alignement droit dirigé vers le nord, d'une façon perpendiculaire à l'écoulement d'oued pour éviter le problème lié au biais qui consiste à réaliser un ouvrage mécaniquement droit. Les caractéristiques du tracé en plan sont montrées dans la figure ci-dessous.

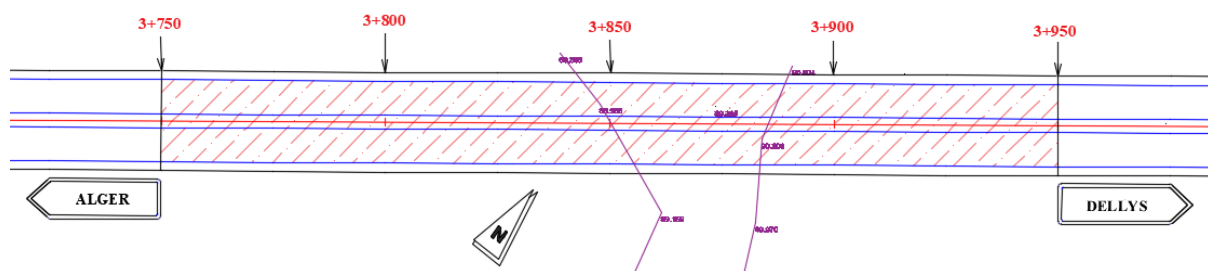


Figure I.3 : Tracé en plan.

I.4.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant l'élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. Le tracé de la voie routière présente une pente longitudinale de 2.5%.

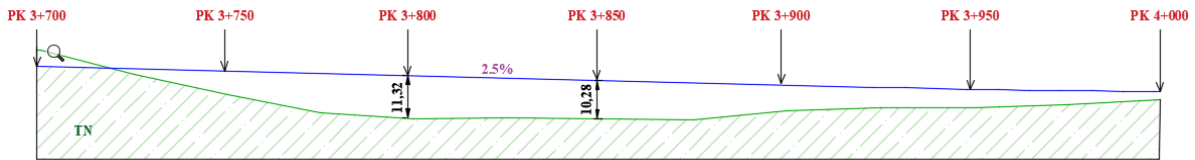


Figure I.4 : Profil en long.

I.4.3 Profil En Travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 10.3 m
- Largeur roulable : $L_r = 7.60$ m.
- Nombre de voies de circulations : $N=2$ voies.
- La pente : 2.5 % en toit.
- Largeur de trottoir : $L = 1.2$ m

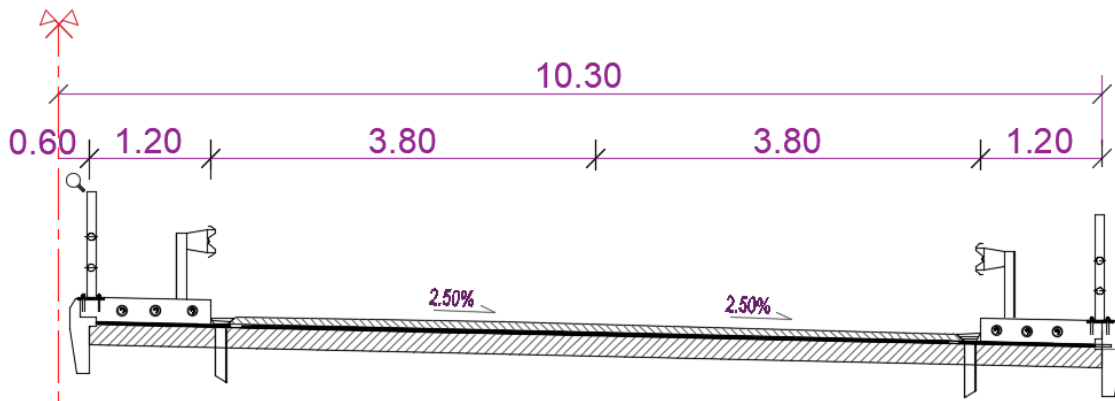


Figure I.5 : Profil en travers.

I.5 LES DONNES NATURELLES

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure. Il peut s'agir de paramètres sur lesquels la construction de l'ouvrage va agir en modifiant le milieu naturel préexistant (solicitation des terrains, modification écoulements, ...) ou de données agissant directement sur le dimensionnement et la conception de l'ouvrage (effet d'un cours d'eau, de la neige, du vent, ...).



Figure I.6 : Situation géographique de l'OA-01.

I.5.1 Données Topographiques

Le site se trouve à Cap Djinet, dans la Wilaya de Boumerdès. Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site identifiant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier et stockages, etc.

I.5.2 Données Climatiques

Elles se caractérisent par une variation spatiale des précipitations. Celle-ci varie de 650 mm (Chabet El Aneur) à plus de 900 mm (Naciria) avec une tendance croissante d'ouest vers l'est et du nord vers le sud. Les zones les plus arrosées sont représentées par les zones situées en zones de piémont ou de montagne (généralement flanc sud-est).

La distribution mensuelle met en évidence 02 grandes périodes à savoir :

- Octobre à Mai : Période humide ; 08 à 12 jours de pluie par mois.
- Juin à Septembre : Période sèche ; 01 à 04 jours de pluie par mois.

Le nombre de jours de pluie par an est d'environ 80 jours ; selon les années.

I.5.3 Les Actions dues au Vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

I.5.4 Actions dues à la Variation de la température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La Wilaya de Boumerdes connaît :

- Durant la saison d'été, une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver, la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

I.5.5 Données Géotechniques

C'est l'ensemble des données concernant la nature du sol, appelé à constituer l'assise des fondations, ainsi que le niveau de la nappe phréatique. La connaissance de ces données est souvent déterminante dans le choix du type d'ouvrage et du type de fondations.

A la demande de l'entreprise « EURL Engineering Study », le Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments (L.M.T.P.B) sis à Baba Hassen, a procédé à l'étude géotechnique dans le cadre de ce projet.

Dans ce cadre, cette étude a pour but, en adéquation avec les moyens et les techniques d'investigation mis en œuvre, de déterminer :

- Les conditions d'assises des sols en place.
- La contrainte admissible.
- Les déformations éventuelles de la couche de sous-sol rencontrée.

I.5.6 Données Géologiques

La carte géologique "THENIA" (ex Menerville) feuille n°22, échelle 1/50 000 publiée en 1935, a été consultée. Les premières études géologiques se rapportant à la région datent de 1891, à cette époque ont été initiées par E-FICHEUR.

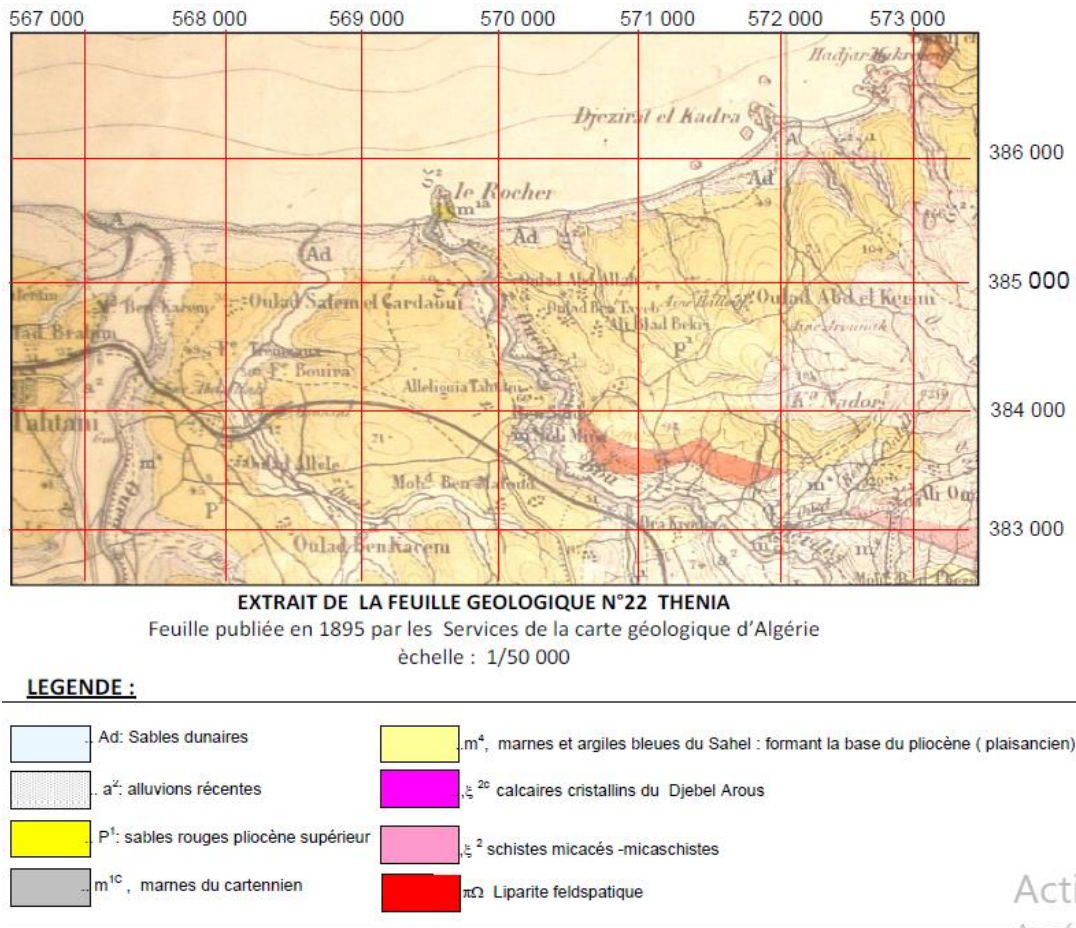


Figure I.7 : Extrait de la feuille géologique n°22 Thenia.

Dans la région affleurent :

I.5.6.1 Le socle précambrien

D'après VESNINE (1971, Rapport inédit EREM) le socle précambrien est constitué de phyllades ; calcaires et de Schistes cristallophylliens affleurant dans la partie centrale de la région de Thénia où ils forment une bande Est-Ouest d'une superficie de 30 Km², il distingue dans ces terrains deux assises :

- L'assise inférieure des schistes : Puissance 1000 m, affleure sur le versant Nord et Sud de la crête du Djebel Bou Arous.
- L'assise supérieure des phyllades : Cette assise puissante de 1000 m constitue le cœur du synclinal du Djebel Arous.

I.5.6.2 Le crétacé supérieur

Le flysch massylien affleure au Nord - Est, où il forme un pointement émergeant parmi les formations tertiaires. Il est surmonté en discordance par l'helvétien et le plaisancien.

Ce pointement s'éloigne à l'Est au-delà de la feuille de Thénia. L'assise de flysch maestrichtienne d'une puissance de 300 m est représentée par des argiles grises ou beiges alternant avec des bancs décimétriques de calcaires massifs.

I.5.6.3 Les formations sédimentaires (Néogène, Quaternaire)

- **Les formations Néogènes** : il s'étend de l'Ouest à l'est de la carte de Thénia couvrant ainsi une grande surface 150 Km² ; il est représenté par des dépôts d'âge Miocène et Pliocène :
 - Miocène : il est représenté par des formations post-nappe et comprend : des dépôts burdigaliens et helvétiques.
 - Pliocène : dans cette région, les terrains pliocènes sont représentés par des faciès d'âge Plaisancien (marnes argileuses bleues et argiles carbonatées) et Astien (marnes gréseuses gris bleutées avec des intercalations de grès calcaires jaunâtres).
- **Les formations Quaternaires** : elles se développent sur de grandes étendues. Elles sont représentées par les trois faciès suivants :
 - Faciès marin : sables, graviers, galets.
 - Faciès alluvial : terrasses alluviales de l'Oued Isser : poudingues grossiers et rares bancs de grès.
 - Faciès éolien : sables éoliens.

I.5.6.4 Les roches d'origine ignée (éruptive)

Elles s'étendent en un long et large épanchement volcanique, interstratifié dans les roches sédimentaires. Ces dernières ayant subi un métamorphisme de contact se sont transformées en tufs volcaniques.

I.5.7 Hydrologie

La région étudiée est localisée entre deux zones alluviales cartographiées² (alluvion récentes) : entre l'Oued Boumerdès à l'Est et l'Oued Tatareg à l'Ouest.

Le niveau piézométrique n'a pas été recoupé sur site, les affluents des reliefs du sud et les oueds de la région, ont pour exutoire principal : la mer (la direction des écoulements étant vers le nord).

Une petite nappe superficielle s'est créée et s'écoule vers la mer. Sa création est due à :

- La constitution sableuse rougeâtre du recouvrement.
- La pluviosité assez importante de la région.
- L'existence d'un substratum marneux imperméable.

I.5.8 Données Sismologiques

Suite au séisme de Zemmouri du 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS) a donné une classification sismique nouvelle du terrain national, subdivisé en cinq zones de sismicité croissante.

- Le site étudié est classé en **zone III**, qui correspond à une zone de sismicité élevée.
- Il s'agit d'un ouvrage d'art stratégique (**Groupe 1A**), donc il doit rester opérationnel après un séisme important.
- Le coefficient d'accélération A est donné par le RPOA 2008 sous forme de tableau (voir Tableau I.1) ; Par conséquent l'accélération **A = 0.35**.

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération (A).

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

I.6 CONCLUSION

Ce chapitre est une description générale permettant de préciser le champ d'étude et d'avoir une bonne connaissance de toutes les données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles).

CHAPITRE II

CONCEPTION

ET

PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs prédimensionnements et de leurs sujétions d'exécution, et étant capable de trouver des solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.2 ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

Un pont est un ouvrage constitué de plusieurs parties de conception, nous citons les éléments principaux du pont :

- **Le tablier** : Élément résistant portant la voie. Le tablier d'un pont peut être droit, biais (inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais θ , l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit $\theta = 90^\circ$ ou 100 gr.
- **Les appuis** : Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémité, appelés culées, assurant la liaison avec le sol et les remblais. Les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles les efforts principalement verticaux (poids propre, composante verticale des charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatation thermique, forces sismiques, forces centrifuges, forces de freinage, forces d'accélération, etc.).
- **La travée/portée/ouverture/longueur** : La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée, et la distance entre deux appuis consécutifs est dite portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.
- **Les fondations** : Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

Dans ce chapitre, on a utilisé principalement les guides SETRA suivants :

- Guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- Guide de conception, Pont à Poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

- Guide méthodologique, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton.

II.3 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1 Variante 01 :

« Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

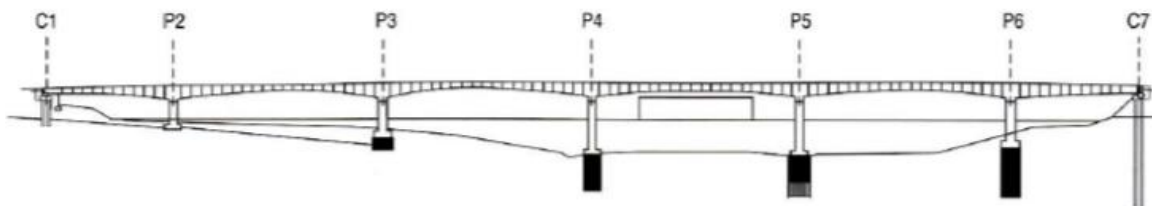


Figure II.1: Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.3.1.1 Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir d'une hauteur constante dont les travées sont comme suit :

- Deux travées principales de 56 m.
- Deux travées de rive de 34 m.

Par conséquent, et en ajoutant les 1.40 m de console de part et d'autre des appareils d'appui des culées, on trouve une longueur totale du tablier de 182.80 m.

II.3.1.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, on distingue quatre types de voussoir

Tableau II.1: Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel (m)	Valeur retenue (m)	Nombre de voussoirs
Voussoirs sur piles	7.0 à 10.0	8.50	3
Voussoirs de clavages	1.5 à 3.0	2.50	2
Voussoirs courants	2.5 à 4.0	2.50	54
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05 L$	8.25	2

La partie coulée sur cintre sera directement clavée avec le fléau adjacent au moment du coulage, donc il n'y aura pas de voussoir de clavage dans la travée de rive.

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 61$.

II.3.1.3 Conception transversale

Notre ouvrage est constitué d'un tablier de largeur de 10 mètres inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermée. Cette solution présente un bien meilleur comportement à la torsion qu'une section ouverte.

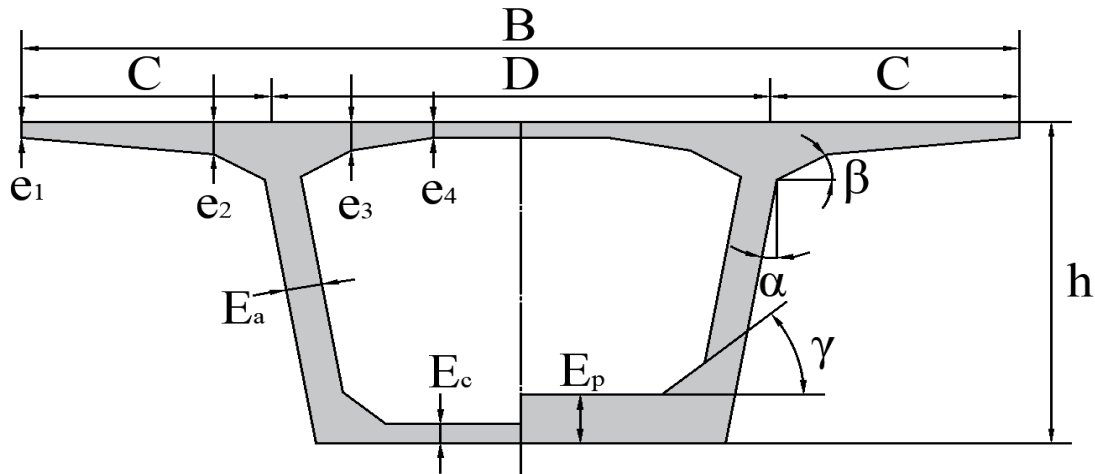


Figure II.2: Notations des dimensions.

Le prédimensionnement, basé sur le guide SETRA 2003 (Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs), est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	250 cm
Largeur du voussoir		B	1000 cm
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	250 cm
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	500 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm (cas de garde-corps)}$	21 cm
	e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	31 cm
	e ₃	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5e_4$)	30 cm
	e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$ avec $e_4 \geq 20 \text{ cm}$	20 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	21%
Gousset supérieur	intérieur	$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30° ensuite 45°
	extérieur	Avec un rayon de raccordement R	40 cm
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$E_a \geq 26 + L/500$	40 cm
	A la clef		30 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	50 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	25 cm

II.3.2 Variante 02 :

« Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par Post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales, de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type de pont représente la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

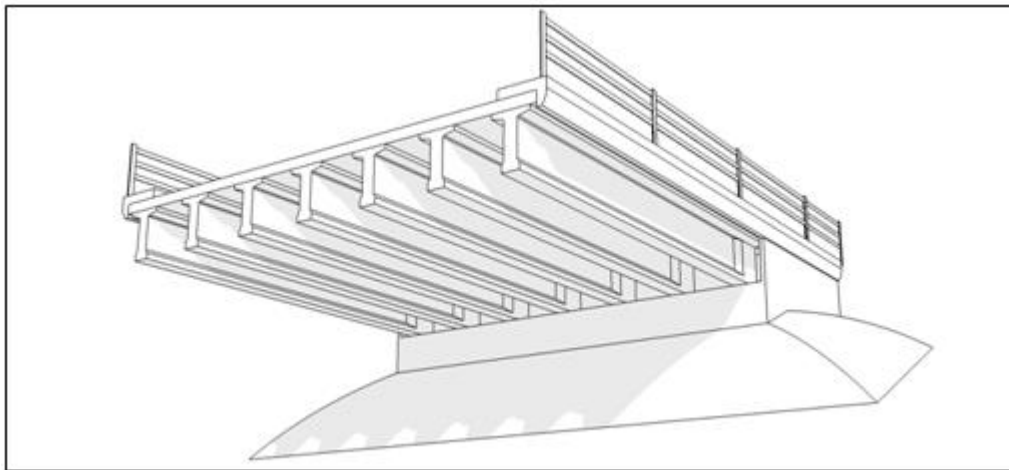


Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication.
- Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plutôt possible, pour permettre de libérer les coffrages.
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage.
- Mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock.
- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés.
- Réalisation en place d'entretoises reliant les poutres.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis.
- Mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

II.3.2.1 Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on évite les cours d'eau, ce qui nous permet d'éviter leur sol médiocre, éviter le changement de leurs itinéraires et d'économiser les hauteurs de piles adjacentes.

La gamme 'optimale' des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Si on opte pour une portée de $L = 34.60$ m, alors on aura une poutre de 35.60 m de longueur, et 05 travées égales de 35.69 m.

II.3.2.2 Conception transversale

Le prédimensionnement est mené selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II.3: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2.

Elément		Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre		30 - 40	35.6 m
La hauteur totale du tablier		$L/20 < H_t < L/17$	2.05 m
L'épaisseur de la dalle		$20 \leq e \leq 30$	0.20 m
Hauteur de la poutre		$H_p = H_t - e$	1.85 m
Entraxe des poutres		En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.48 m
Entraxe des poutres de rive		L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	8.88 m
Nombre des poutres		$N = L_a / \lambda + 1$	7
La largeur de la table de compression		$b \geq 0,6 \times H_p$	1.11 m
Épaisseur de la table de compression		$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	14 cm
La largeur du talon		$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon		$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée		$b_0 \geq 3\phi_{\text{gaine}} (\phi_{12T15} = 8 \text{ cm})$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about		$b_0 \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	60 cm
Entretoise d'about	Epaisseur	25 à 30 cm	35 cm
	Hauteur	$H_p - 0.5 \text{ à } 0.8 \text{ m}$	140 cm

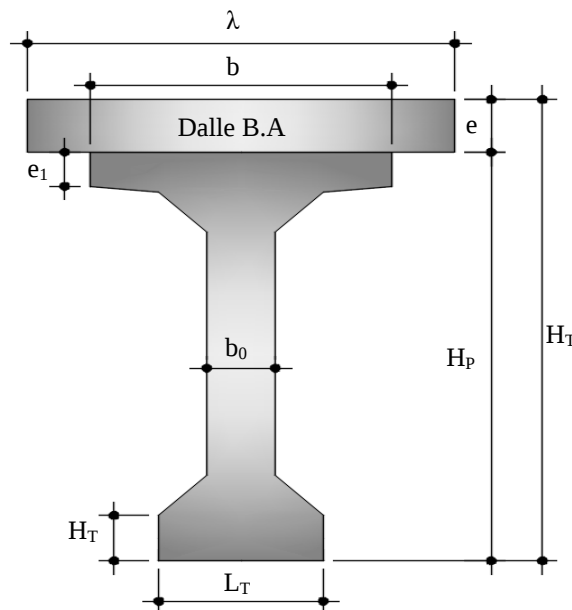


Figure II.4: Notation des dimensions

Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres comportent des éléments 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.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 130 m pour les travées continues, avec une largeur totale de 07-08 m jusqu'à 20 m.

II.3.2.3 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues avec hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 180 m. Donc, on projette une travée principale de **75 m (L)** et deux travées de rives de **52.5 m (0.7 L)**.

II.3.2.4 Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 10 m (pas très large), une solution consiste à appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises.

Dans le cas d'un ouvrage entretoisé, la dalle peut être d'une hauteur constante ou variable. On adopte une hauteur constante de 25 cm.

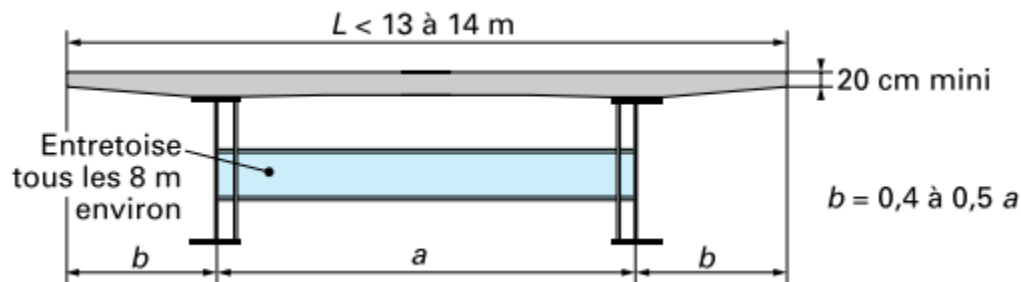


Figure II.5: Eléments de conception transversale d'un tablier bipoutre entretoisé.

$1.50 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L \implies$ On opte pour : $a = 5 \text{ m}$, par conséquent $b = 2.50 \text{ m}$.

II.3.2.5 Conception des entretoises

Les entretoises, poutres secondaires en I reliant deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Pour le prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 07 mètres.

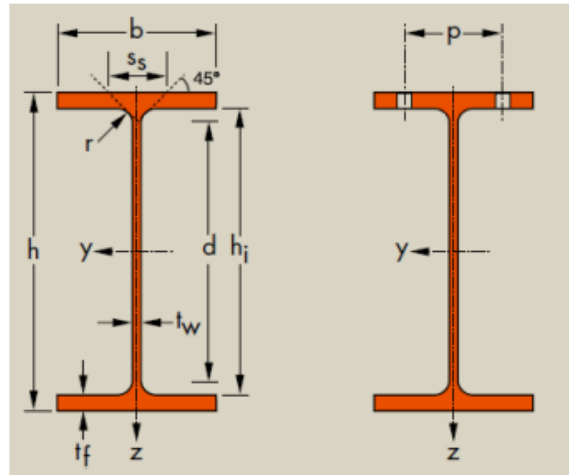


Figure II.6 : Profil général d'un IPE.

Tableau II.4 : Caractéristiques d'un IPE600.

	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE A 600-	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24

II.3.2.6 Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués (profil en I) soudés en usine. Les dimensions adoptées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau II.5: Prédimensionnement des poutres métalliques principales.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	$H = L/28$	2 700		
Largeur de la Semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	800		
Largeur de la Semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1 000		
Variation des épaisseurs	02 à 04 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variant vers l'intérieur de la poutre	T1	T2	T3
Longueur de chaque tronçon	$L_{\min} = 5 \text{ m}$ et $L_{\text{moy}} = 20 \text{ m}$	31 000	18 000	8 000
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s \leq 21$ à 22	45	75	105
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i \leq 21$ à 22	55	85	115
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	2 600	2 540	2 400
Epaisseur de l'âme	$d / t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	25	30	35
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250		

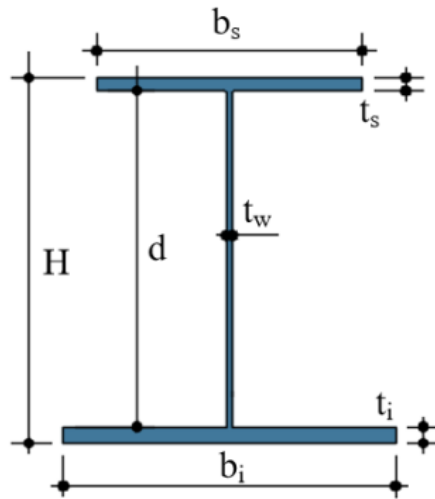


Figure II.7 : Notation des dimensions de la section des poutres principales.

II.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau II.6: Devis estimatif et quantitatif d'un tablier des 03 variantes.

Variante 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton RN35	m ³	1 299.22	37 000.00	48 071 030.00
Acier passif	t	220.87	190 000.00	41 964 710.00
Acier Actif	t	54.05	450 000.00	24 324 737.00
Total				114 360 477.00
Variante 02 : Pont à poutres précontraintes type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton RN35	m ³	1 196.77	37 000.00	44 280 416.00
Acier passif	t	131.24	190 000.00	24 935 965.00
Acier Actif	t	39.00	450 000.00	17 550 288.00
Total				86 766 669.00
Variante 03 : Pont mixte bipoutre				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (dalle)	m ³	454.49	21 000.00	9 544 343.00
Acier passif	t	113.62	150 000.00	17 043 469.00
Acier PRS	t	298.18	400 000.00	119 270 121.00
Total				145 857 932.00

II.5 ANALYSE MULTICRITERE

II.5.1 Comparaison entre les 03 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements, ...).

Tableau II.7: Analyse multicritère des trois variantes.

VAR	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 01 : Pont voussoirs	- Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. - Réduction et meilleure utilisation des coffrages	- On peut atteindre des portées plus grandes. - La facilité de franchir en courbe. - Franchir des vallées très profondes ou accidentées. - L'exécution sans contact avec le sol.	- Parmi les types des ponts les plus attirant	- La durée d'entretien est plus longue

Variante 02 : Pont à poutres VIPP	- La multiplication du nombre des appuis. - La difficulté de franchir des biais et courbe. - Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués. - Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place.	- Maîtrise de la préfabrication des poutres. - Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. - Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois. - La rapidité d'exécution des travaux.	- Tablier épais, esthétiquement mal vu - L'esthétique du pont est peu favorable.	- L'entretien n'est pas obligatoire, sauf dans le cas de chocs, séisme ou remplacement des appareils d'appuis ou joints de chaussée.
Variante 03 : Pont Mixte	- Le coût de l'acier est élevé. - Dépense de transport des pièces. - Apparition du phénomène de fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. - Sensibilité au gradient thermique.	- Besoins de contrôle strict de la qualité d'exécution (soudure, boulonnage, goujons). - Requiert une main d'œuvre qualifiée.	- Simplicité des formes. - Minceur de la dalle. - L'esthétique du pont est peu favorable.	- Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande donc un entretien fréquent coûteux. - Entretien périodique.

Tableau II.8: Avantages et inconvénients des 03 variantes.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont voussoirs	1- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. 2- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 3- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 5- La facilité de franchir en courbe. 6- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.	1- Le poids est très important (tablier assez épais). 2- Entretien est ardu après les grands dégâts (séismes, ...). 3- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). 4- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes.

Variante 02 : Pont à poutres	1- Une bonne réutilisation des coffrages. 2- La simplicité de conception, l'étude et la réalisation. 3- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. 4- Mode de construction permettant d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 5- Coffrage élaboré pour faire travailler mieux la matière. 6- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. 7- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	1- L'utilisation des fondations profondes à cause du poids propre important. 2- Dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints, ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint. 3- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. 4- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. 5- Coffrage compliqué et limité sur le marché.
Variante 03 : Pont Mixte	1- La possibilité de franchir de grandes portées. 2- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3- La rapidité de l'exécution. 4- Conception légère.	1- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage. 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération de soudage. 3- Un coût très élevé. 4- Entretien périodique. 5- Dépense de transport et de lavage des pièces. 6- Sensibilité au gradient thermique. 7- Esthétiquement beau mais d'aucune utilité vue que l'emplacement est isolé. 8- Piles élancées ce qui rend la maintenance délicate.

II.6 CONCLUSION

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte pour la solution la plus avantageuse qui est **le pont à poutres en béton précontraint par post tension** et qui sera retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.

CHAPITRE III

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérisent les charges permanentes et les surcharges d'exploitations appliquées, il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Dans ce chapitre, nous allons déterminer et définir tous les matériaux qu'on va les utiliser dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul utilisées.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Les normes et les règlements applicables sont les normes algériennes, françaises, ISO et les Cahiers des Clauses Techniques Générales (CCTG) ainsi que les dossiers pilotes du SETRA.

Les textes et les règlements principaux utilisés sont :

- **Guide SETRA** « Guide du projeteur Ouvrages d'art – Ponts courants – Janvier 1999 ».
- **Guide SETRA** « Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP ».
- **Fascicule n° 61-Titre II du CCTG** : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.
- **Fascicule n° 62-Titre I (Section I) du CCTG** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- **Fascicule n° 62-Titre I (Section II) du CCTG** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.
- **Fascicule n° 62, titre V du CCTG** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Règlements parasismiques** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA version 2008.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes juin 2009).

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques de remblai, du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1 Remblai

- Densité $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement $\varphi=30^\circ$.
- Angle de diffusion des surcharges d'exploitation 30° .

III.3.2 Béton

- La résistance caractéristique à la compression du béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28} .

Superstructure $\longrightarrow$ $f_{c28} = 35.00 \text{ Mpa}$

Infrastructure $\longrightarrow$ $f_{c28} = 27.00 \text{ Mpa}$

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

Pour $j = 28$ jours, on trouve alors :

Superstructure $\longrightarrow$ $f_{t28} = 2.70 \text{ Mpa}$

Infrastructure $\longrightarrow$ $f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$

III.3.3 Acier Passif

- Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE400

La limite d'élasticité $\longrightarrow$ $f_e = 400 \text{ MPa}$

Module d'élasticité $\longrightarrow$ $E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$

- Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut :

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

Avec :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ 1.00 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

- Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 150 \eta)$$

III.3.4 Acier de précontrainte

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons standards T15 conformes à l'euro norme 138-6/79.

Tableau III.1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Valeur
Toron	T	T15
Limite de rupture garantie	$f_{prg} \text{ (MPa)}$	1 800.00
Limite élastique garantie	$f_{peg} \text{ (MPa)}$	1 500.00
Module d'élasticité	$E_p \text{ (MPa)}$	2.10^5

Coefficient de frottement angulaire	$f \text{ (rd}^{-1}\text{)}$	0.2
Coefficient de frottement linéaire	$\varphi \text{ (m}^{-1}\text{)}$	0.002
Les aciers ont une très basse relaxation TBR	$\rho_{1000} \text{ (%)}$	2,5
Section d'un toron	$A_p \text{ (mm}^2\text{)}$	150.00
Glissement par recul d'ancrage	$g \text{ (mm)}$	6

III.3.5 Contraintes admissibles

III.3.5.1 Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \text{ (MPa)} ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & \text{lorsque la durée } t > 24\text{h} \\ 0.90 & \text{lorsque la durée } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée } t < 1\text{h} \end{cases} \quad \gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{situation durable} \\ 1.50 & \text{situation transitoire} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu} \text{ (MPa)}$	$\gamma_b = 1.50$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	$f_{bc} \text{ (MPa)}$		21	16.2

❖ Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " E_{ij} " défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24\text{h}$) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

III.3.5.2 Armatures

❖ Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	347.83	347.83
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	400	400
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1.6$		228.63	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1.6$		182.9	165.85

❖ Classe de justification de la précontrainte :

La **Classe II** est la classe la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

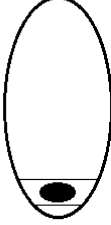
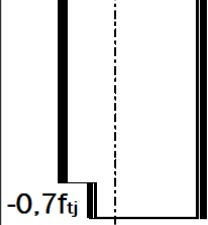
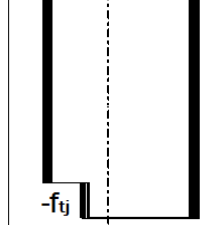
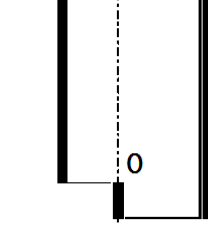
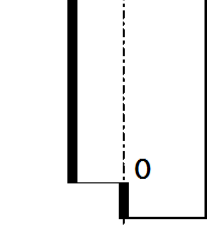
Classe	Exécution	Service			
Classe II		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>	
	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  $-0,7 f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  $-f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  0	$-1,5 f_{tj}$ $0,5 f_{cj}$  0	

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ses équipements. Le calcul se fait par évaluation de volume.

❖ Poids des poutre :

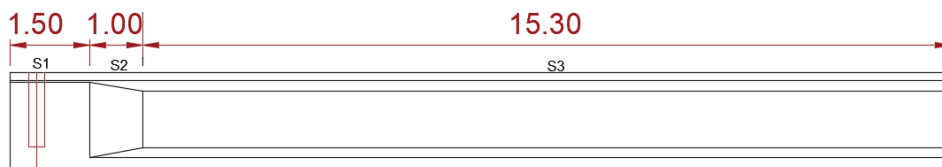


Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

- Pour une seule poutre :

$$P = P_{S1} + P_{S2} + P_{S3} ; P_{si} = L_i \times \text{la surface de } S_i \times \text{Poids volumique BP } (\gamma_b).$$

Tel que : L_i : longueur de la section.

γ_b : poids volumique du béton, égale à 25 KN/m^3 .

S_i : aire de la section.

Donc : $P_{S1} = 2 \times 1.5 \times 1.172 \times 25 = 87.90 \text{ KN}.$

$$P_{S2} = 2 \times 1 \times 0.91 \times 25 = 45.50 \text{ KN}.$$

$$P_{S3} = 2 \times 15.3 \times 0.736 \times 25 = 563.04 \text{ KN}.$$

$$P_p = \sum P_{si} = 698.19 \text{ KN}.$$

$$P_p (\text{par 1 ml}) = 698.19 / 35.6 = 19.61 \text{ KN/ml}.$$

- Pour l'ensemble des poutres :

$$P_p = 19.61 \times 7 = 137.28 \text{ KN/ml}.$$

❖ Poids de la dalle :

Epaisseur de la dalle est de 20 cm, $P_D = 0.2 \times 10 \times 25 = 50 \text{ KN/ml}$.

❖ Complément des charges permanentes (CCP) :

- Revêtement :

L'épaisseur de revêtement est 0.08 m avec un poids volumique de 24 KN/m^3 .

Donc ; $24 \times 0.08 \times 7.6 = 14.59 \text{ KN/ml}$.

- Trottoir :

L'épaisseur de trottoir est de 0.25 m, et de 1.20 m de largeur.

Donc ; $25 \times 2 \times (0.25 \times 1.2) = 15 \text{ KN/ml}$

- Corniche :

L'aire de la section d'une corniche est de 0.11 m^2 .

Donc ; $25 \times 2 \times 0.11 = 5.5 \text{ KN/ml}$

- Glissière de sécurité :

D'après le RCPR $\longrightarrow P_{GS} = 1.2 \text{ KN/ml}$.

- Garde-corps :

D'après le RCPR $\longrightarrow P_{GC} = 3 \text{ KN/ml}$.

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Poids total du tablier.

Charge	Éléments	Valeur (KN/ml)	
CP	Les poutres	137.28	187.28
	La dalle	50.00	
CCP	Le revêtement	14.59	39.29
	Les trottoirs et les corniches	20.50	
	Glissière de sécurité	1.20	
	Garde-corps	3.00	
Poids total du tablier (KN/ml)		226.57	
Poids total du tablier (KN)		8 065.89	

III.4.1.2 Actions thermiques

Il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Selon les Règles définissent les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), on est classé dans l'Algérie du Nord (Climat tempéré) donc la variation de température est entre $+35^\circ \text{ C}$ et -15° C .

III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic

Système de charge à considérer D'après le D.T.R, les surcharges considérées sont ;

- Charges civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.1 Caractéristiques du pont

❖ Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier : $L_r = 7.6$ m

❖ Largeur chargeable :

Donc : $L_c = 7.6 - (2 \times 0.5) = 6.6$ m

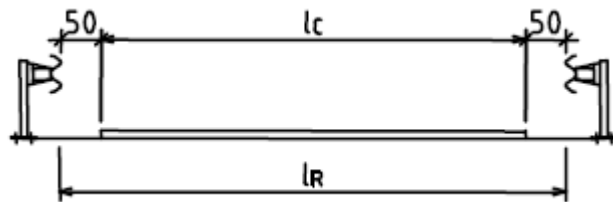


Figure III.3: La largeur roulable

❖ Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination. Notre pont a une largeur roulable $L_r = 7.6$ m > 7 m, donc il est de 1^{ère} classe.

❖ Nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable :

$$N = (L_c / 3) = [6.6 / 3] = 2 \text{ voies}$$

❖ La largeur de voie :

$$L_v = L_c / N = 6.6 / 2 = 3.3 \text{ m.}$$

III.4.2.2 Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} \text{ (KN/m}^2\text{)}; A = a_1 \times a_2 \times A(l); A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m).

$L = 35.6$ m, donc ;

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{35.6 + 12} = 9.86 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 .

D'après R.C.P.R $\rightarrow A = a_1.a_2.A(l)$

Tableau III.5 : Coefficient a_1 .

Classe du pont	Nombre de voies chargées			
	1	2	4	5
1	1	1	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-
3	0.9	0.8	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et $v_0 = 3.30$ m. d'où $a_2 = 1.06$.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.6 : Valeurs de $A(l)$ pour le tablier poutres.

N des voies	L (m)	$A(l)$ (KN/m ²)	a_1	a_2	$A(l).a_1.a_2$ (KN/m ²)	L_v (m)	$A(l)$ (KN/ml)
1	35.6	9.86	1	1.06	10.46	3.30	34.52
2	35.6	9.86	1	1.06	10.46	6.60	69.04

III.4.2.3 Surcharge de trottoir St

Selon le RCPR la surcharge des trottoirs est prise égale à 150 Kg/m².

III.4.2.4 Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :

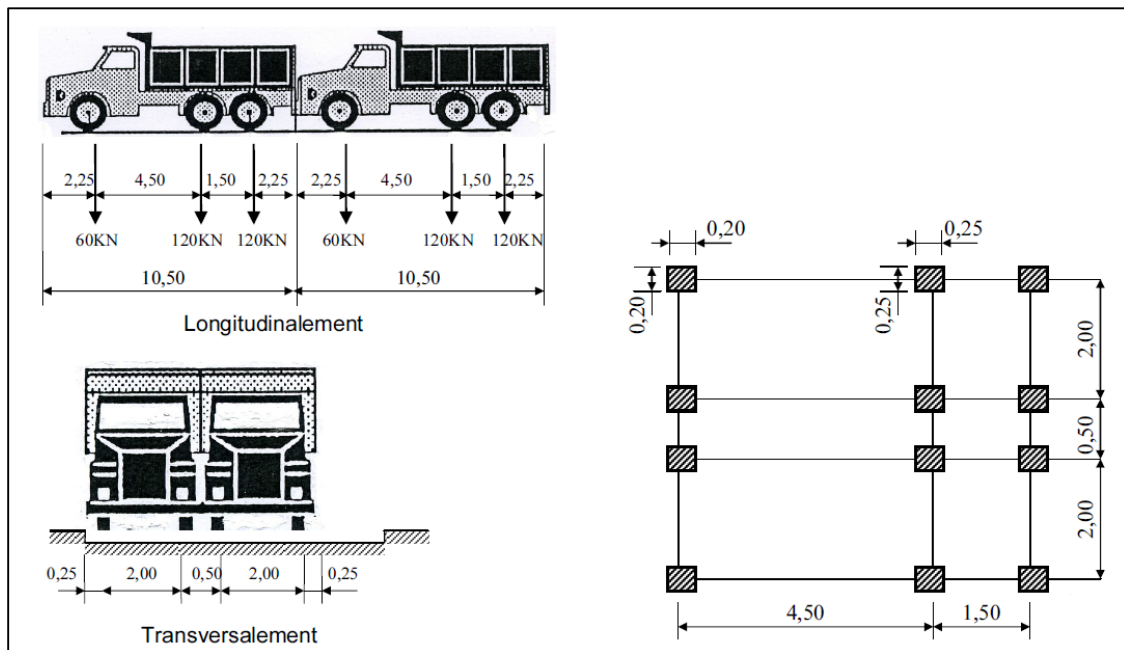


Figure III.4 : Système de chargement B_c .

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau III.7 : Les valeurs de b_c .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

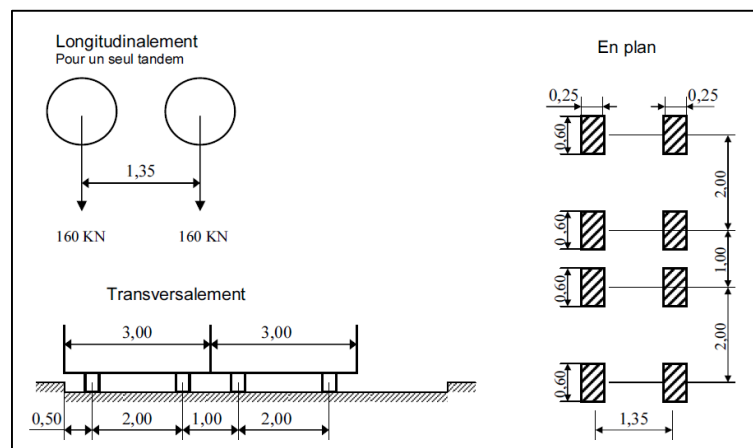
Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III.8: Les valeurs de B_c .

N° des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)	δ
1	600	1,2	720	1.062
2	1200	1,1	1320	1.072

III.4.2.5 Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :

Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

Figure III.5 : Système de chargement B_t .

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau III.9 : Les valeurs de b_t .

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III.10 : Valeurs de B_t .

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)	δ
1	320	1,2	384	1.056
2	640	1,2	768	1.063

III.4.2.6 Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :

Le système **Br** se compose d'une roue isolée (100 kN).

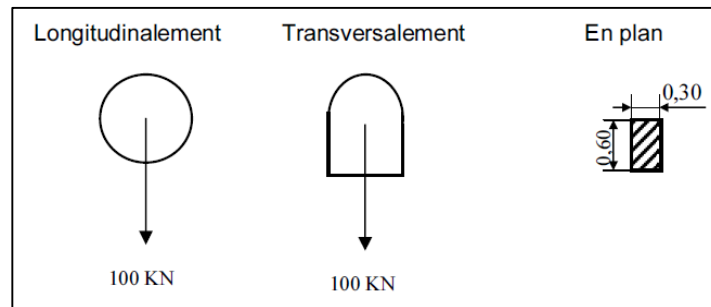


Figure III.6 : Système de chargement Br.

III.4.2.7 Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 kN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules illimité avec espacées de 30.5m.

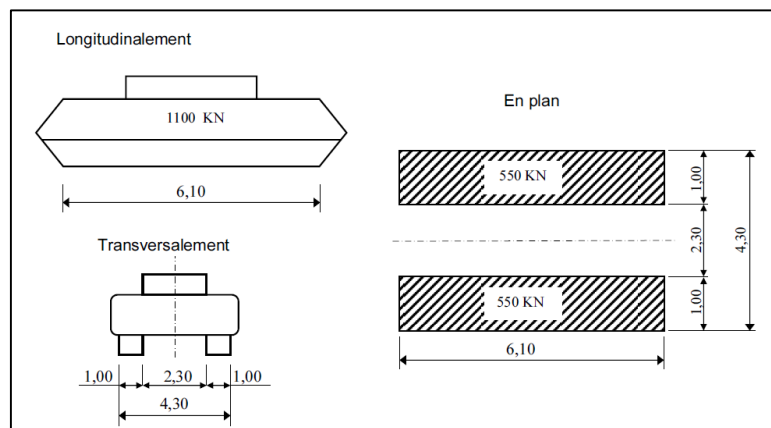


Figure III.7 : Convoi de charge Mc 120.

III.4.2.8 Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2 400 kN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

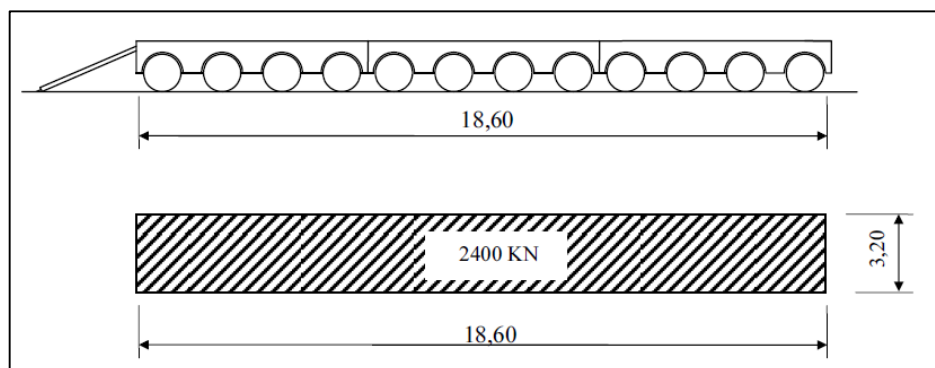


Figure III.8: Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.9 Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente (Poids propre +CPP).

S : sa surcharge maximale.

Tableau III.11 : Coefficients de majoration dynamique pour le tablier poutres.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B _c	35,6	8 204,6	1 320	1,072
B _t			768	1,063
Mc120			1 100	1,069

III.4.2.10 Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B_c** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée :

❖ Système de charge B_c :

B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

❖ Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{est la surface chargée en (m}^2\text{)}$$

Tableau III.12 : L'effort de freinage de A(L).

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)	F(KN/m ²)
1	117,48	10,46	60,21	0,513
2	234,96	10,46	118,04	0,502

III.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR), il nous reste maintenant de déterminer les sollicitations générées.

CHAPITRE IV

REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGE

IV.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954. Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c-à-d la section transversale est déformable et elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles, cet ensemble va former une dalle orthotrope.

IV.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

IV.2.1 Définition des paramètres de calcul.

- **Largeur active b** : le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b_1 \rightarrow b = (7 \times 1.48) / 2 = 5.18 \text{ m}$.

b_1 : distance entre axes des poutres ($b_1 = 1.48 \text{ m}$).

- **Position active des poutres** :

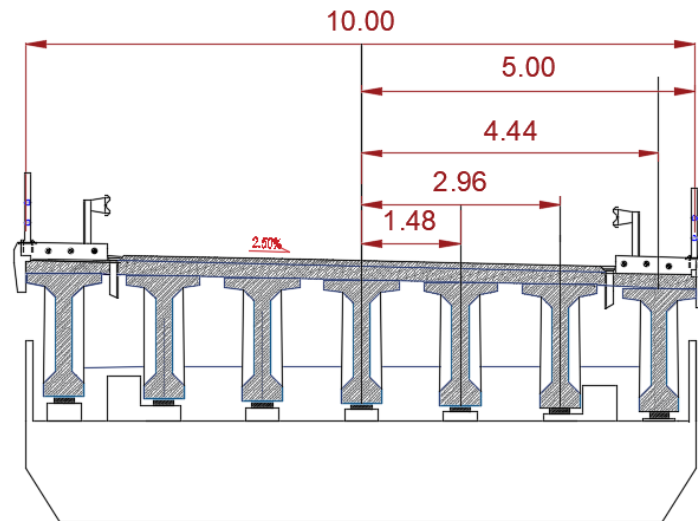


Figure IV.1: Positions actives des poutres.

- **Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur** :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre C_p** :

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\left(\sum h_i b_i^3 \right) + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$$

d : épaisseur de la dalle.

h_i : hauteur de la poutre.

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur γ_E** :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$$

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise CE :**

$$C_E = 2 \times G \times I_e$$

- **Module de cisaillement (module de déformation transversale) :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 0.416E$$

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

IV.2.2 Paramètre d'Entretoisement θ

C'est le second paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion. θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus l'entretoisement est souple.

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ_E : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

On calcul les différents paramètres :

$b = 5.18 \text{ m} = 518 \text{ cm}$ (largeur active).

$l = 35.6 \text{ m} = 3560 \text{ cm}$ (longueur de la poutre).

- **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho_E = \frac{E \times I_D}{L_0}$$

L_0 : la distance entraxe d'entretoise ; $L_0 = 100 \text{ cm}$.

I_D : moment d'inertie de la dalle ($d = 20 \text{ cm}$).

$I_D = L_0 \times d^3 / 12 = (100 \times (8000)) / 12 = 66666,67 \text{ cm}^4$.

$$\rho_E = \frac{66666,67}{100} \times E = 666,67E$$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

Comme la poutre a une inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{I_{\text{Mediane}} \times 30.6 + I_{\text{Intermédiaire}} \times 3 + I_{\text{About}} \times 2}{35.6}$$

$$I_p = \frac{30451510 \times 30.6 + 32989450 \times 3 + 37159937 \times 2}{35.6} = 31042259.48 \text{ cm}^4$$

L'entraxe des poutres est $b_0 = 148 \text{ cm}$, donc :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0} = \frac{31042259.48}{148} \times E = 209744.99 E$$

$$\Rightarrow \theta = 0.59$$

IV.2.3 Paramètre de Torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion dont la valeur α est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise γ_E :**

$$I_e = I_D = 66\,666.67, \text{ donc ;}$$

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0.4166 E \times 66\,666.67 = 55\,546.67 E$$

Alors :

$$\gamma_E = 555.47 E$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre :

-Section de la table de compression S1 à mi- travée :

$$S_1 = h_1 \times 1.11 = 0.26 \text{ m}^2 \quad h_1 = 0.23 \text{ m}$$

-Section du Talon S3 :

$$S_3 = h_3 \times 0.6 = 0.19 \text{ m}^2 \quad h_3 = 0.32 \text{ m}$$

-Section de l'âme S2 :

$$h_2 = 1.85 - (h_1 + h_3) = 1.85 - (0.23 + 0.32) \quad h_2 = 1.3 \text{ m}$$

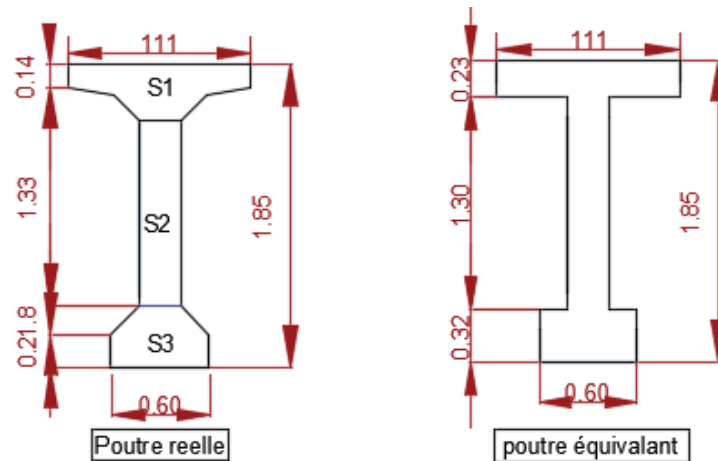


Figure IV.2 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \left(111 \times 23^3 + 130 \times 25^3 + 60 \times 32^3 + \frac{148 \times 20^3}{2} \right) = 823\,661.55E$$

$b_1 = 148 \text{ cm}$, alors :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{823\,661.55E}{148} = 5\,565.28E$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.25$$

IV.3 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS

IV.3.1 Charges Permanentes

Le moment fléchissant pour une charge G (tel que $G = 230,5 \text{ KN/ml.}$) uniformément répartie est donné par les formules suivantes :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} G * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ G * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

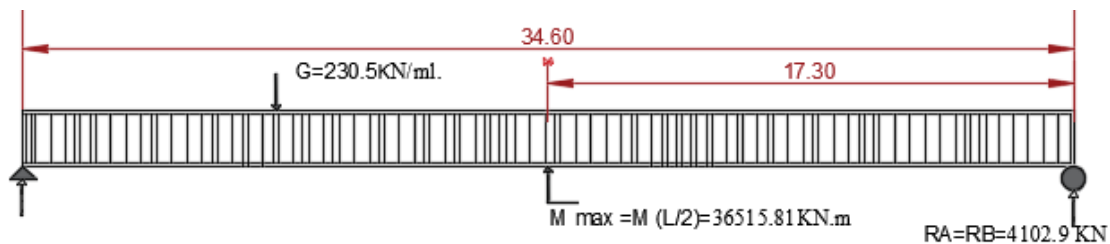


Figure IV.3 : Sollicitations dues au poids propre.

Calculons d'abord les réactions aux appuis R_A , R_B ;

L'effort tranchant : à $(x = 0)$ (réaction) :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 230.5 \times 35.6 / 2 = 4102.9 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M(L/2) = G \times L^2 / 8 = 230.5 \times 35.6^2 / 8 = 36515.81 \text{ KN.m.}$$

$$M = \begin{cases} 27386.85 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 36515.81 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 3912.40 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 5216.54 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases}$$

IV.3.1.1 Charge $A(L)$

- Une voie chargée :

L'effort tranchant : à $(x = 0)$ (réaction max)

$$R_A = R_B = A1_v \times L/2 = 34.52 \times 34.6 / 2 = 597.19 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} A(l) * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ A(l) * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 3874.30 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 5165.74 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 535.47 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 737.96 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases}$$

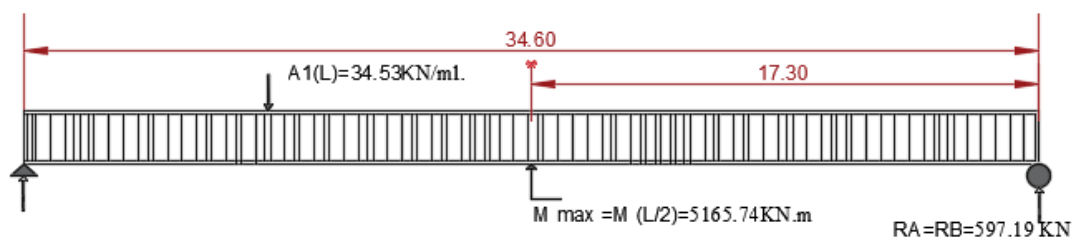


Figure IV.4: Positionnement de la surcharge A1v.

- Deux voies chargées :

L'effort tranchant : à $(x = 0)$ (réaction max)

$$R_A = R_B = A_2V \times L/2 = 69.04 \times 34.6/2 = 1\,194.39 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

$$M = \begin{cases} 7\,748.61 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 10\,331.49 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 1\,106.94 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 1\,475.92 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases}$$

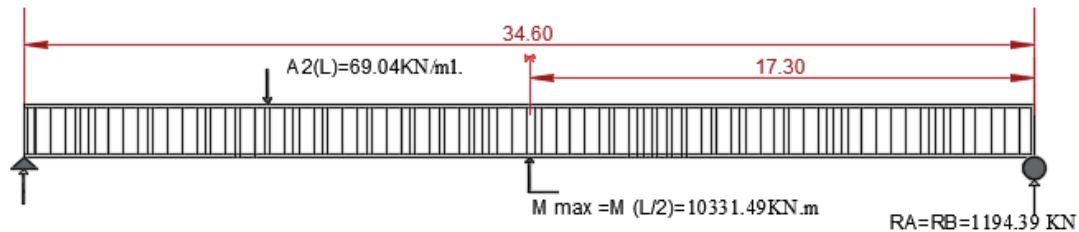


Figure IV.5: Positionnement de la surcharge A2v.

IV.3.1.2 Surcharge de trottoir St

C'est pareil pour cette charge, le moment fléchissant se calcul comme suit :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} St * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ St * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

- Pour un trottoir chargé : $St = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$M = \begin{cases} 168.35 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 224.46 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 24.05 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 32.06 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases}$$

- Pour deux trottoirs chargés : $St = 3 \text{ KN/m}^2$

$$M = \begin{cases} 336.7 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 448.92 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 48.10 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/4 \\ 64.13 \text{ KN.ml} & \text{pour } x = L/2 \end{cases}$$

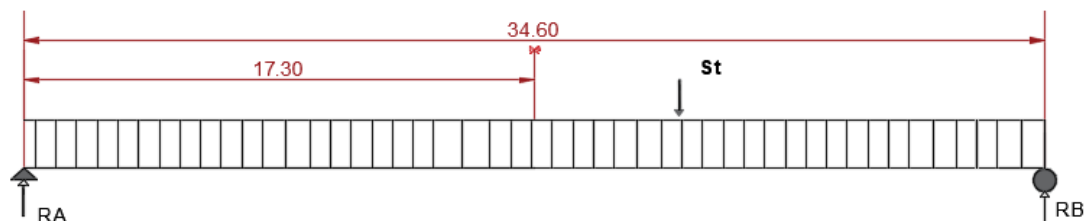


Figure IV.6: Charge S trottoir uniformément repartie.

IV.3.1.3 Système de charge Bc

Pour le système Bc nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

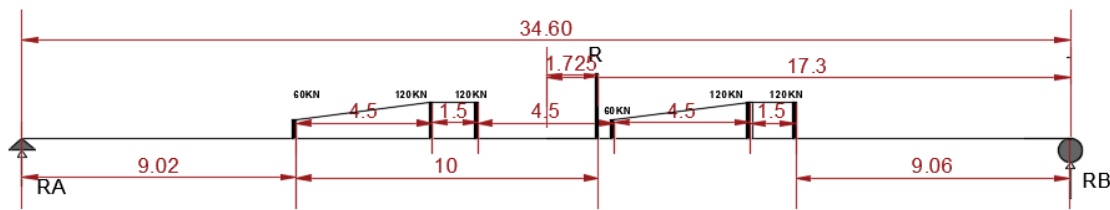


Figure IV.7 : Positionnement de la résultante des charges selon Barré.

- **Le théorème :**

Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu, telle façon que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre avec la résultante des forces engagées sur la poutre.

- **Recherche d'essieu où le moment est maximum :**

La position de la résultante des forces R :

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

Telle que :

$$\sum_{i=1}^6 P_i = R = 5P$$

$$X_{R/O} = \frac{P \times 4.5 + P \times 6 + \frac{P}{2} \times 10.5 + P \times 15 + P \times 16.5}{5 \times P} = 9.45 \text{ m}$$

$$2\delta = 9.45 - 6 = 3.45 \text{ m}$$

$$\delta = 1.725 \text{ m}$$

La résultante R peut se trouver à droite ou à gauche de l'axe médiane de la poutre

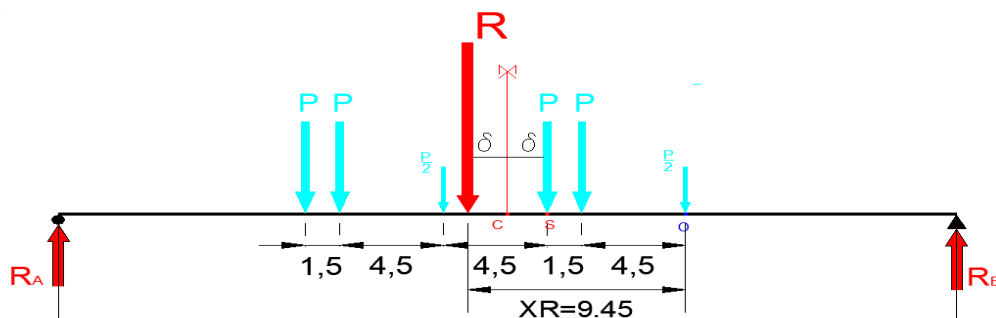


Figure IV.8 : Répartition de la charge B.

L'effort tranchant : à (x = 0) :

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow 34.6 R_a - 15,575 \times 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = (15,575 \times 60) / 34.6 = 27 \text{ t} \\ R_b = 60 - R_a = 33 \text{ t} \end{cases}$$

$$R1(Bc) = R_b \times bc \times N_{voies} \times \delta_1 = 42.05t$$

$$R2(Bc) = R_b \times bc \times N_{voies} \times \delta_2 = 77.82t$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 15,575 \times 27 - 6 \times 6 - 12 \times 1,5 = 366.525 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment maximum est celui de l'essieu de 12 tonnes

Calcul du moment fléchissant à $x = L/2$ et $x = L/4$:

$$M_{\max} = M_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{Bc}$$

M_0 : Moment fléchissant dû au système Bc

N_v : Nombre de voie

- $X = L/2$:

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow 34.6 R_b - 19.025 \times 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = (19.025 \times 60) / 34.6 = 33t \\ R_B = 60 - R_A = 27t \end{cases}$$

$$M_0 = 27 \times 12 - 6 \times 6 - 12 \times 1,5 = 270 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 270 \times 1 \times 1.20 \times 1.062 = 344.08 \text{ t.m} \Rightarrow M_p = 86.02 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 270 \times 2 \times 1,20 \times 1,072 = 694.65 \text{ t.m} \Rightarrow M_p = 99.23 \text{ t.m}$$

- $x = L/4$:

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow 34.6 R_b - 9.45 \times 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = (9.45 \times 60) / 34.6 = 163.8t \\ R_B = 60 - R_A = 436.1t \end{cases}$$

$$M_0 = 436.1 \times 12 - 6 \times 6 - 12 \times 1,5 = 469.32 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 469.32 \times 1 \times 1,20 \times 1,062 = 598.10 \text{ KN.m} \Rightarrow M_p = 85.44 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 469.32 \times 2 \times 1,20 \times 1,072 = 1\,207.46 \text{ t.m} \Rightarrow M_p = 172.5 \text{ t.m}$$

IV.3.1.4 Système de charge Bt

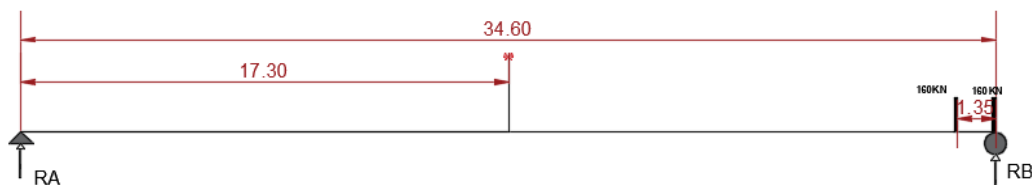


Figure IV.9 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.

L'effort tranchant :

- 1 er cas : un tandem de Bt :

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times 34.6 = 160 \times 1.35 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_A = 6.24 \text{ KN} \rightarrow R_B = 320 - 6,35 = 313.75 \text{ KN.}$$

$$R_{1\max} (Bt) = R_B \times b_t \times N \text{ tandems} \times \delta_1 = 397.58 \text{ KN.}$$

- 2 ème cas : deux tandems de Bt :

$$R_{2\max}(Bt) = 800.44 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant : « théorème de BARRE »

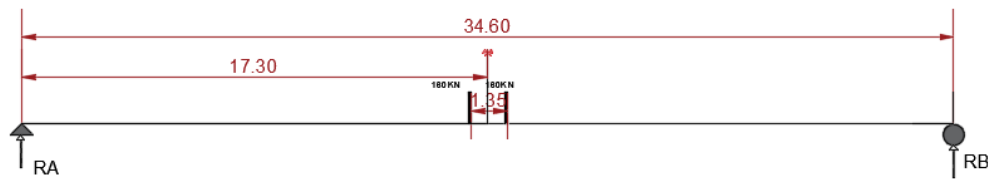


Figure IV.10: Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 160 \text{ KN.}$

$$M(L/2) = M_{Bt} = R_A \times (34.6/2) - 160 \times 0.675 = 2\,660 \text{ KN.m.}$$

$$M(L/4) = M_{Bt} = R_A \times (34.6/4) - 160 \times 0.675 = 1\,276 \text{ KN.m.}$$

- 1 er cas : un tandem de Bt :

$$M_{Bt} 1(L/2) = M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 1 = 3370.5 \text{ t.m} \quad M_p = 481.5 \text{ t.m}$$

$$M_{Bt} 1(L/4) = M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 1 = 161.69 \text{ t.m} \quad M_p = 230.9 \text{ t.m}$$

- 2 ème cas : deux tandems de Bt :

$$M_{Bt} 2 = 678.62 \text{ KN.m.}$$

$$- M_{Bt} 2(L/2) = M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 1 = 678.62 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow M_p = 96.94 \text{ KN.m}$$

$$- M_{Bt} 2(L/4) = M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 1 = 325.53 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow M_p = 46.5 \text{ KN.m}$$

IV.3.1.5 Système de charge Br

L'effort tranchant :

$$R_{Br} = R_B \times \delta = 100 \times 1.05 = 105.3 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 50 \text{ KN.}$

$$M(L/2) = M_{Br} = R_A \times (34.6/2) = 865 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} = M_{Br} \times \delta = 908.25 \text{ KN.m.}$$

$$M(L/4) = M_{Br} = R_A \times (34.6/4) = 4\,937.8 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} = M_{Br} \times \delta = 493.78 \text{ KN.m.}$$

IV.3.1.6 Charges militaires : Mc 120

L'effort tranchant :

$$\Sigma M/B = 0 \longrightarrow \longrightarrow R_A = 96.96 \text{ KN} \longrightarrow R_B = 1\,003.04 \text{ KN.}$$

$$R_{Mc120}(\max) = R_B \times \delta = 1\,071.24 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 550 \text{ KN}$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 17.3 - 180.3 \times 3.05 \times 1.525 = 8\,676.37 \text{ KN.m} \quad M_p = 1239.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{x=0.25L} = R_A \times 8.65 - 180.3 \times 3.05 \times 1.525 = 4\,185.35 \text{ KN.m} \quad M_p = 5\,979.0 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{x=0.25L} \times \delta_{Mc120} = 3\,918.87 \times 1.068 \quad M_{\max} = 4\,185.35 \text{ KN.m}$$

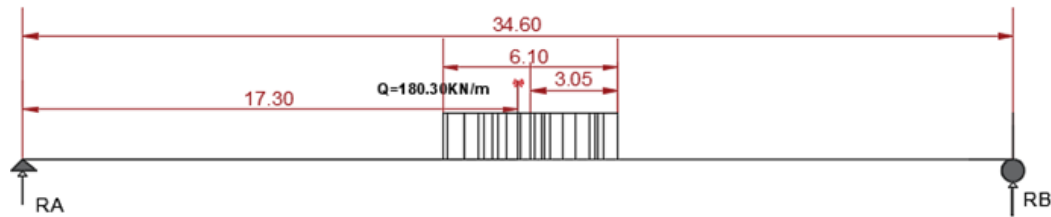


Figure IV.11 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

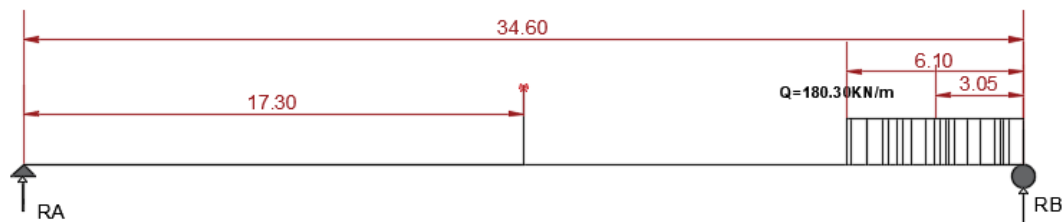


Figure IV.12 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

IV.3.1.7 Charge exceptionnelle : D240

L'effort tranchant : à (x = 0) :

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A = (2\,400 \times 9.30) / 34.6 = 645.08 \text{ KN} \rightarrow R_B = 1\,754.91 \text{ KN.}$$

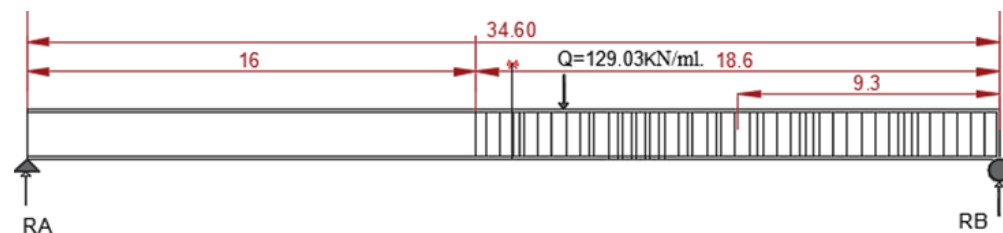


Figure IV.13 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.

Moment fléchissant :

Vu qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 1\,200 \text{ KN.}$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 17.3 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.5L} = 15\,180.09 \text{ KN.m} \quad M_p = 2168.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{x=0.25L} = R_A \times 8.65 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.25L} = 48000.4 \text{ KN.m} \quad M_p = 6857.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{D240} (\max) = M (L/2) = 15\,180.09 \text{ KN.m}$$

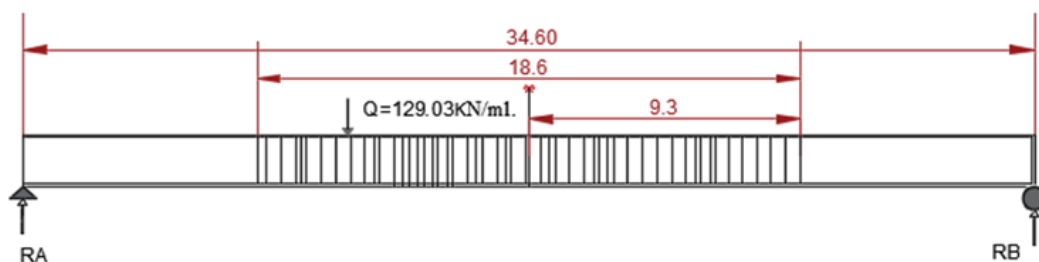


Figure IV.14: Positionnement du convoi D240 pour un moment max.

IV.3.2 Tableau donnant le l'effort tranchant pour : $x = 0.5L$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : (l'ANNEXE C.)

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à $X = L/2$.

Charges et surcharges			Valeur (KN) $X = 0$	L'effort tranchant max TL/2 (KN.m)	L'effort tranchant max par poutre Tp (KN.m)
Charge Permanente		G	4 102.9	2 051.45	293.06
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	597.19	298.60	42.65
	A2(L)	Deux voies	1 194.39	597.19	85.31
Surcharge B	Bc	Une voie	420.5	210.25	30.04
		Deux voies	778.2	389.10	55.58
	Bt	Un tandem	397.58	198.79	28.40
		Deux tandems	844	422	60.28
	Br		105.3	52.65	7.52
Convoi	MC120		1 071.24	535.62	76.52
	D240		1 754.91	877.46	125.35
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		25.94	12.97	1.85
	2 trottoirs		51.89	25.94	3.70

IV.3.3 Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = 0.25L$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.25 L$.

Charges et surcharges			Valeur (KN/m ²)	Moment fléchissant max ML/4 (KN.m)	Moment fléchissant max par poutre Mp (KN.m)
Charge Permanente		G	230,5 KN/m ²	27 386.85	3 912.40
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	34,52 KN/m ²	3874.3	535.47
	A2(L)	Deux voies	69,04 KN/m ²	7 748.61	1 106.94
Surcharge B	Bc	Une voie	600 KN	5 980.80	854.4
		Deux voies	1 200 KN	12 075	1 725.0
	Bt	Un tandem	320 KN	3 370.5	481.5
		Deux tandems	640 KN	6 785.8	969.4
	Br		100 KN	4 937.8	705.4
Convoi	MC120		1 200 KN	41 853.0	5979.0
	D240		2 400 KN	48 000.4	6857.2
Surcharge St	1 trottoir		1.5 KN/ml	168.4	24.05
	2 trottoirs		3 KN/ml	336.7	48.40

IV.3.4 Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = 0.50L$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.5 L$.

Charges et surcharges			Valeur	Moment fléchissant max ML/2 (KN.m)	Moment fléchissant max par poutre Mp (KN.m)
Charge Permanente		G	230,5 KN/m ²	36 515.81	5 216.54
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	34,52 KN/m ²	5 165.74	737.96
	A2(L)	Deux voies	69,04 KN/m ²	10 331.49	1 475.92
Surcharge B	Bc	Une voie	600 KN	6 021.4	860.2
		Deux voies	1 200 KN	6 946.1	992.3
	Bt	Un tandem	320 KN	3370.5	481.5
		Deux tandems	640 KN	6785.8	969.4
	Br		100 KN	908.25	129.75
Convoi	MC120		1 200 KN	8 676.37	1 239.48
	D240		2 400 KN	15 180.09	2 168.58
St	1 trottoir		1.5 KN/ml	224.46	32.06
	2 trottoirs		3 KN/ml	448.92	64.13

IV.3.5 Coefficient de répartition transversale K

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépend de :

- De la valeur du paramètre d'entretoisement θ
- De la valeur du paramètre de torsion α
- De l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire
- De l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour éviter de calculer séparément $K\alpha$ pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

- Si $0 \leq \theta \leq 0,3$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^{0.05}$
- Si $0,3 \leq \theta \leq 1$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^{\beta}$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^{0.5}$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.665}$$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième : $\theta = 0.6$ et $\alpha = 0.25\alpha$

$$\beta = 1 - e^{((0.065 - \theta) / 0.665)} = 1 - e^{((0.065 - 0.59) / 0.665)} = 0.545.$$

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0,55$ et $\theta = 0,60$ pour trouver les valeurs correspondants $\theta = 0.59$.

D'après les tableaux de 'Guyon Massonnet ' et pour $\theta = 0.55$ et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau IV.4: Valeur de K0 pour $\theta = 0.55$.

Théta=0.55		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,4848	0,7666	1,036	1,2556	1,3521	1,2556	1,036	0,7666	0,4848	
b/4	-0,0883	0,2657	0,6183	0,9592	1,2556	1,4423	1,4571	1,3746	1,2654	
b/2	-0,5233	-0,1538	0,223	0,6185	1,036	1,4571	1,8274	2,0885	2,3046	
3b/4	-0,8871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,8585	3,6081	
b	-1,2289	-0,8871	0,5233	-0,0883	0,4848	1,2654	2,3046	3,6081	5,0997	

Tableau IV.5 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.55$.

Théta=0.55		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255	
b/4	0,6309	0,7192	0,8275	0,9595	1,0981	1,194	1,1902	1,1411	1,0889	
b/2	0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308	
3b/4	0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,852	
b	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314	

Tableau IV.6 : Valeur de K0 pour $\theta = 0.60$.

Théta=0.60		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347	
b/4	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155	
b/2	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358	
3b/4	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122	
b	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,448	

Tableau VI.7 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.60$.

Théta=0.60		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878	
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,151	1,0792	
b/2	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686	
3b/4	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607	
b	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312	

Pour obtenir K0 correspondant à $\Theta=0.59$ on doit effectuer une interpolation des tableaux $\Theta=0.55$ et $\Theta=0.60$.

L'équation d'interpolation est définie par :

$$K_0(\theta=0.59) = K_0(\theta=0.55) + (0.59-0.55) \frac{K_0(\theta=0.6) - K_0(\theta=0.55)}{0.6 - 0.55}$$

Tableau IV.8 : Valeur de K0 pour $\theta = 0.59$.

Théta=0.59		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,36472	0,71076	1,04296	1,3164	1,43794	1,3164	1,04296	0,71076	0,36472
b/4	-0,1623	0,22546	0,61318	0,99	1,3164	1,50742	1,47966	1,32908	1,14548
b/2	-0,52394	-0,15996	0,21396	0,61322	1,04296	1,47966	1,85148	2,07994	2,24956
3b/4	-0,80206	-0,49006	-0,15996	0,22546	0,71076	1,32908	2,07994	2,90018	3,69138
b	-1,05474	-0,80206	-0,31462	-0,1623	0,36472	1,14548	2,24956	3,69138	5,37834

Tableau IV.9 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.59$.

Théta=0.59		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,79534	0,8885	1	1,11682	1,18002	1,11682	1	0,8885	0,79534
b/4	0,58954	0,68472	0,80486	0,9555	1,11682	1,22768	1,2146	1,14902	1,08114
b/2	0,44624	0,53498	0,64998	0,80486	1	1,2146	1,38838	1,44798	1,46104
3b/4	0,3474	0,42842	0,53498	0,68472	0,8885	1,14902	1,44798	1,73366	1,93896
b	0,27322	0,3474	0,44624	0,58954	0,79534	1,08114	1,46104	1,93896	2,49124

➤ Calcul $K\alpha$:

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après SATTler.

$$K \alpha = K 0 + (K 1 - K 0) \alpha^{\beta} \quad \text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1$$

$$K \alpha = K 0 + (K 1 - K 0) \alpha^{0.5} \quad \text{Si } 2 \leq \theta \leq 1$$

Pour notre cas on utilise la première formule :

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

$$\rightarrow K_{\alpha} = K_0 + 0.469 (K_1 - K_0)$$

Tableau IV.10 : Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0.59$ et $\alpha=0.25$.

Théta=0.59		Alfa=0.25=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,56668078	0,79412006	1,02281176	1,22279698	1,31697552	1,22279698	1,02281176	0,79412006	0,56668078
b/4	0,19031296	0,44085294	0,70307792	0,9738195	1,22279698	1,37622194	1,35534686	1,24463186	1,11530454
b/2	-0,06892558	0,16596686	0,41845338	0,70309916	1,02281176	1,35534686	1,6342861	1,78355076	1,87974412
3b/4	-0,26296326	-0,05929288	0,16596686	0,44085294	0,79412006	1,24463186	1,78355076	2,35308212	2,86949502
b	-0,43192676	-0,26296326	0,04222334	0,19031296	0,56668078	1,11530454	1,87974412	2,86949502	4,0242901

L'ouvrage consterné par l'étude est d'une largeur active de 5.18m porté par 7 poutres espacées également de 1.48 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Tableau IV.11 : Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0.59$ et $\alpha=0.25$.

Théta=0.59		Alfa=0.25=> K0							
poutre \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre 1=0	0,56668078	0,79412006	1,02281176	1,22279698	1,31697552	1,22279698	1,02281176	0,79412006	0,56668078
poutre 2=1,48	0,153278883	0,4015835	0,66241727	0,93514517	1,19422766	1,37323979	1,39519532	1,32162027	1,22451019
poutre 3=2,96	-0,01348624	0,23032679	0,49059239	0,77802665	1,08815225	1,38697972	1,59163905	1,62082751	1,59695815
poutre 4=4,44	-0,33537619	-0,14658019	0,11293392	0,33347866	0,69664608	1,18920587	1,82477649	2,57440193	3,3644072

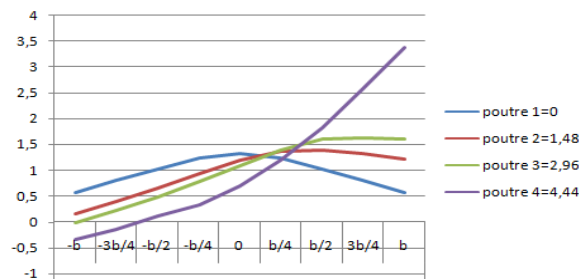


Figure IV.15: Position des poutres.

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (B_c , B_t , B_r) et surcharge surfacique ($A(l)$, accompagnée de convoi ($Mc120$, $D240$)) pour chaque poutre comme notre cas on a neuf poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire quatre poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on peut pas disposer le chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour B_t , $Mc120$ et les 25 cm pour B_c par contre le convoi exceptionnel $D240$ il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour $A(l)$ la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K , leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (B_c , B_r , B_t) ; On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour B_t ou B_c une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques ($A(l)$, $Mc120$, $D240$) : on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisée par la longueur de la voie ($A(l)$) ou la longueur d'impact ($Mc120$), la longueur de convoi $D240$.

➤ Calcul de $K_{a,moy}$:

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

Surcharges surfaciques :

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocad 2016 et $K_{a,moy}$ est calculé par la formule suivante :

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies.

• La première poutre :

Surcharges $A(L)$:

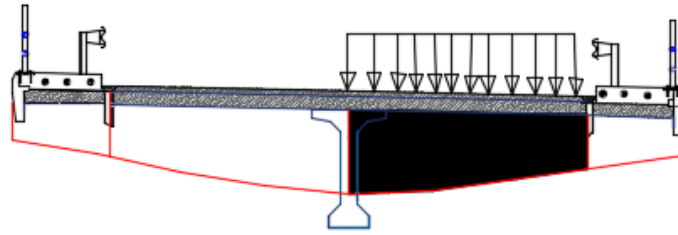
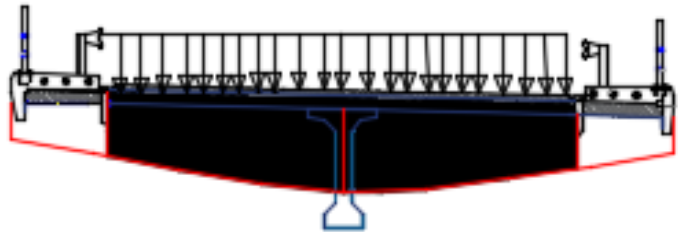
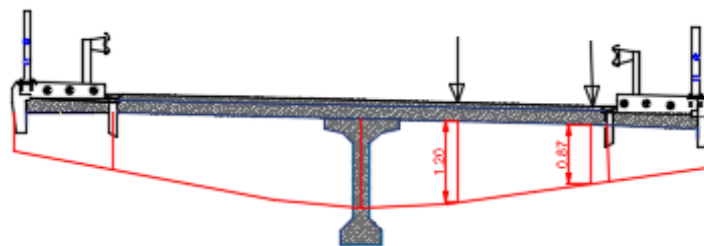
Figure IV.16.a : Surface de la surcharge $A(L)$ pour une voie.Figure IV.17.b : Surface de la surcharge $A(L)$ pour deux voies.**Surcharge Bc :**

Figure IV.18.c : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie.

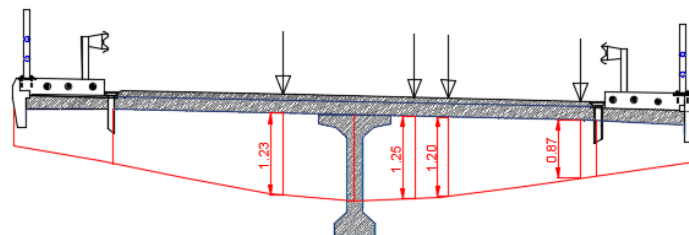


Figure IV.19.d : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies.

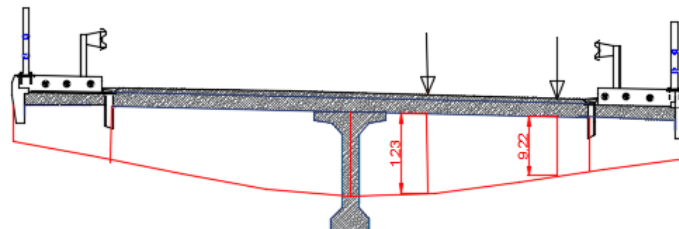
Surcharge Bt :

Figure IV.20.e : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour une voie.

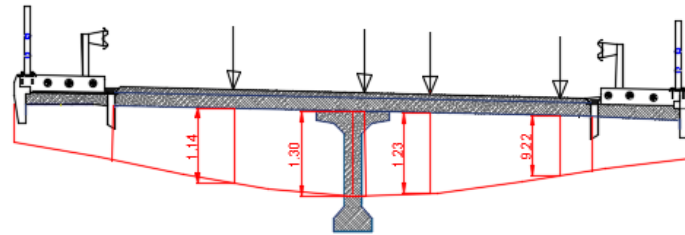


Figure IV.21.f: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour deux voies.

Surcharge Br :

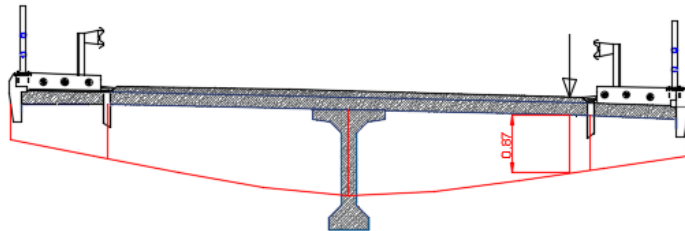


Figure IV.22.g: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Br.

Surcharge Mc120 :

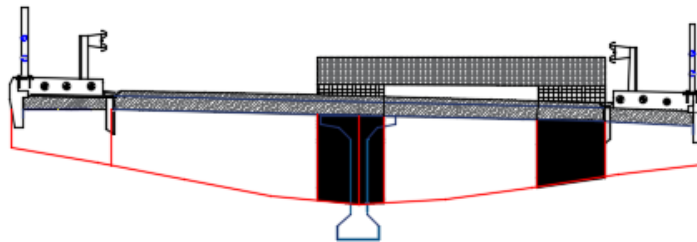


Figure IV.23.h : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.

Surcharge D240 :

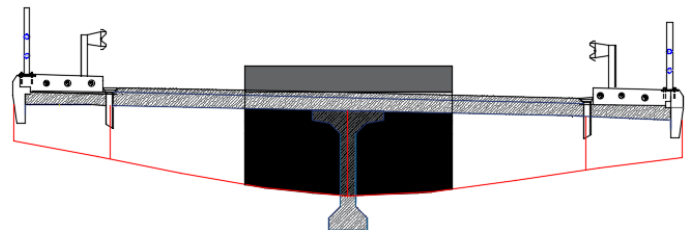


Figure IV.24.i : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.

Surcharge de Trottoir :

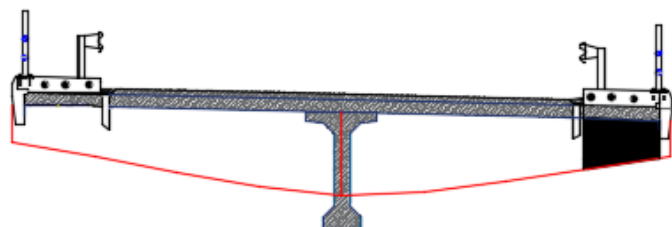


Figure IV.25.j : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge St pour une voie.

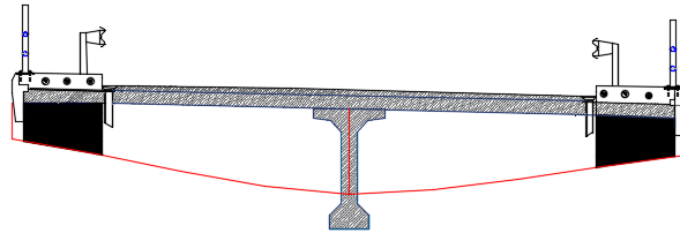


Figure IV.26.k: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge St pour deux voies.

- La deuxième poutre :

Surcharges A(L) :

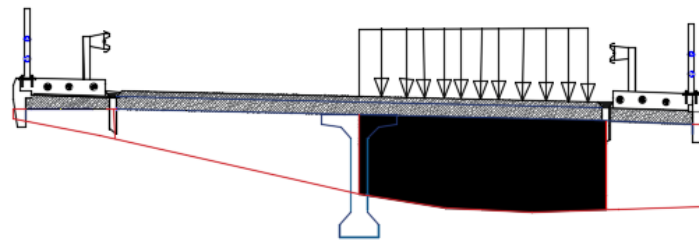


Figure IV.27.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.

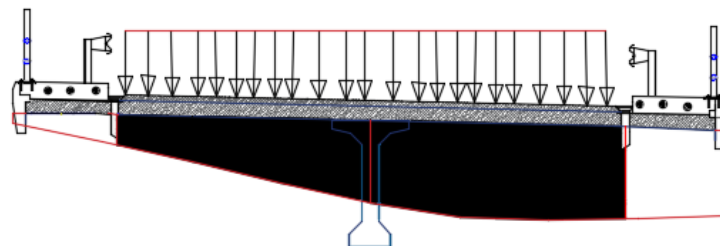


Figure IV.28.b : Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.

Surcharge Bc :

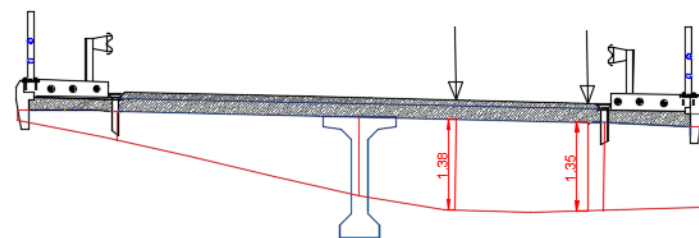


Figure IV.29.c: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour une voie.

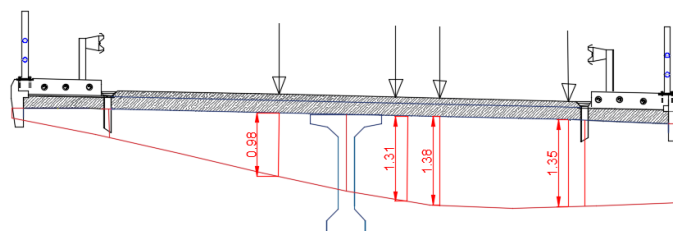


Figure IV.30.d: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour deux voies.

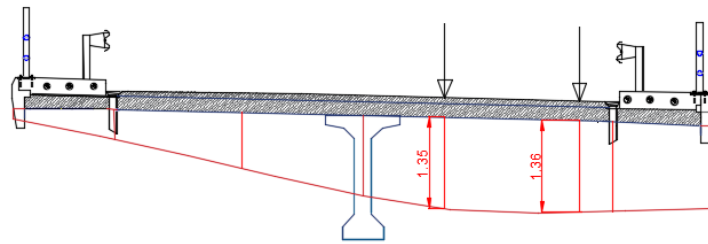
Surcharge Bt :

Figure IV.31.e: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bt pour une voie.

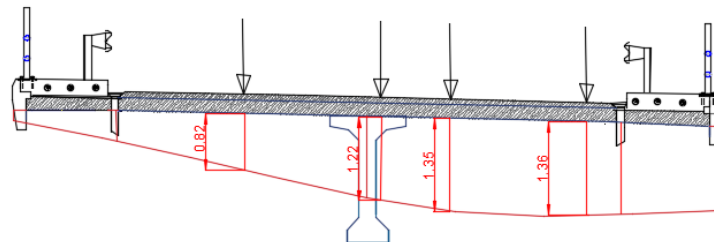


Figure IV.32.f : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bt pour deux voies.

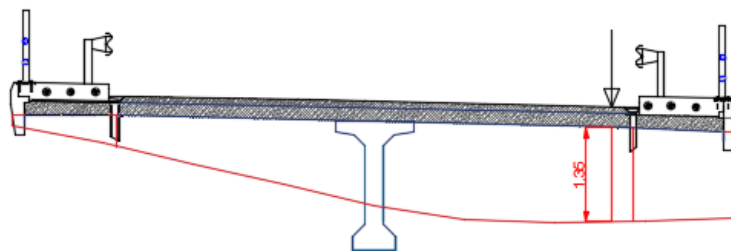
Surcharge Br :

Figure IV.33.g: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Br.

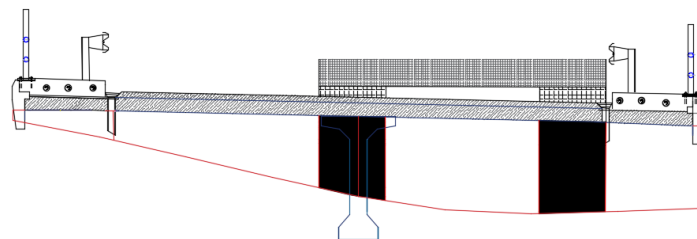
Surcharge Mc120 :

Figure IV.34.h: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.

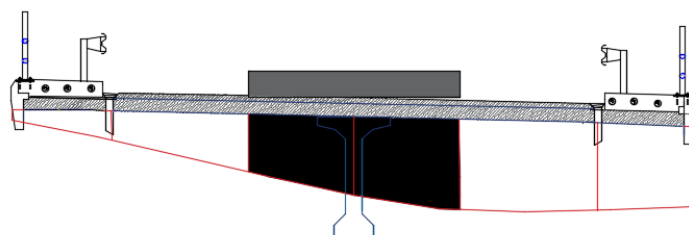
Surcharge D240 :

Figure IV.35.i: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240.

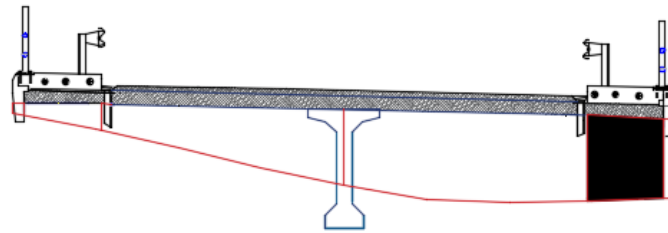
Surcharge St :

Figure IV.36.j: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge St pour une voie.

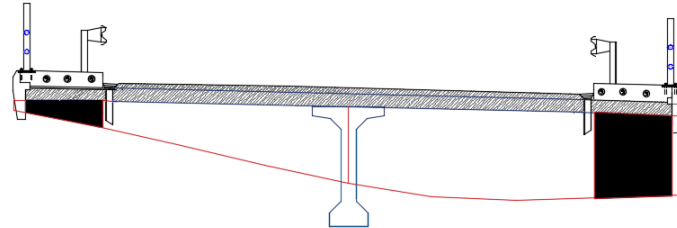


Figure IV.37.k: Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge St pour deux voies.

- La troisième poutre :

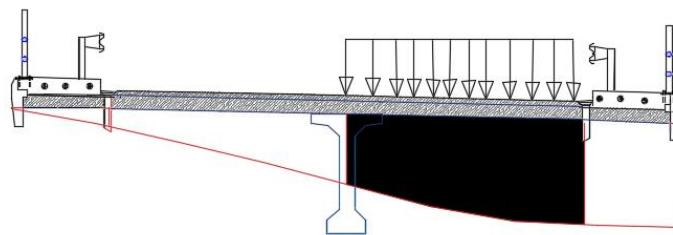
Surcharge A(L) :

Figure IV.38.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.

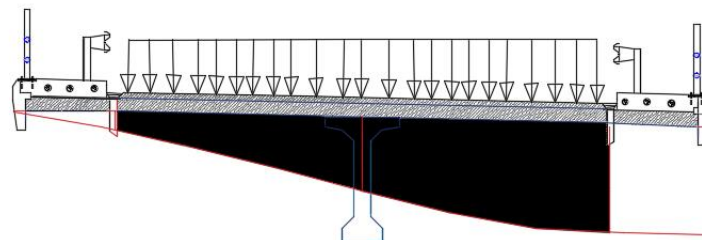


Figure IV.39.b : Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.

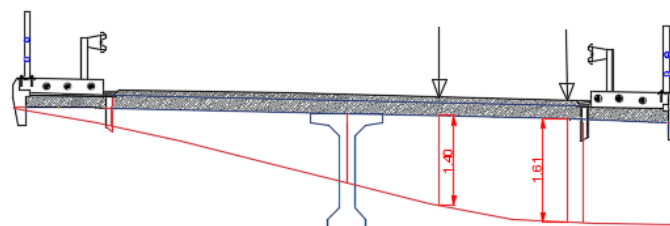
Surcharge Bc :

Figure IV.40.c : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bc pour une voie.

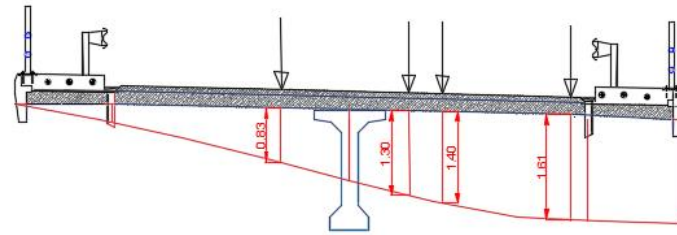


Figure IV.41.d : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bc pour deux voies.

Surcharge Bt :

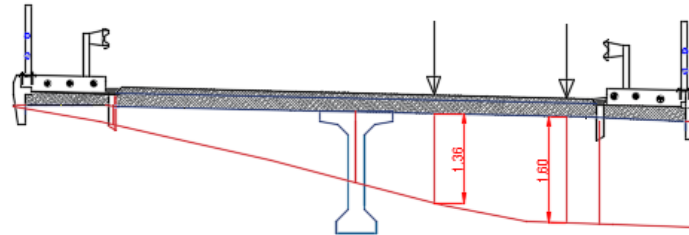


Figure IV.42.e : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bt pour une voie.

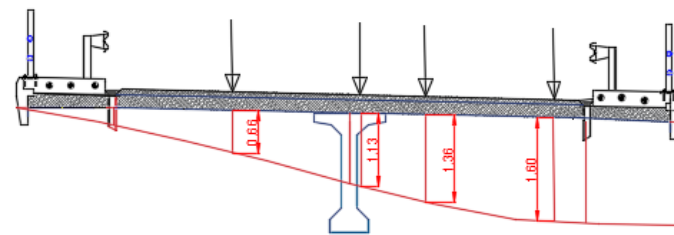


Figure IV.43.f : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Bt pour deux voies.

Surcharge Br :

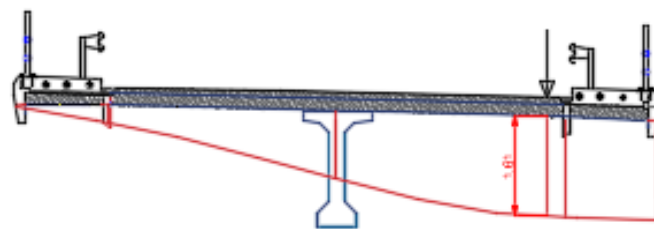


Figure IV.44.g : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Br.

Surcharge Mc120 :

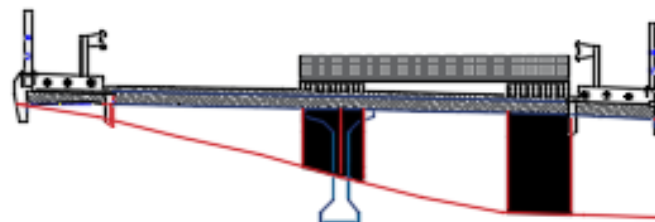


Figure IV.45.h : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.

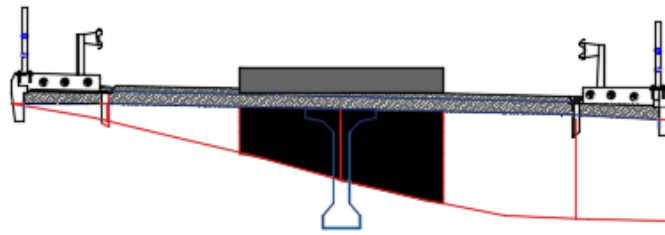
Surcharge D240 :

Figure IV.46.i : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240.

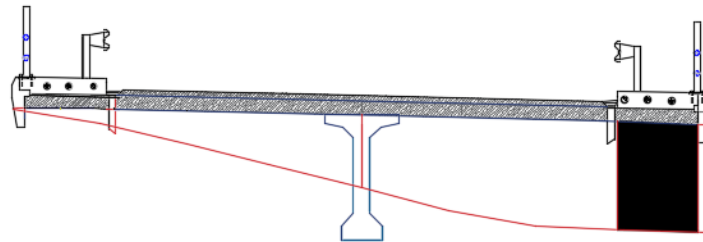
Surcharge St :

Figure IV .47.j : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge St pour une voie.

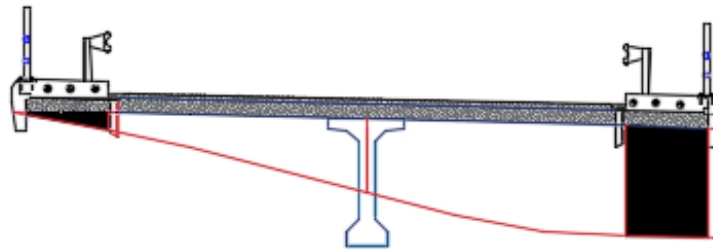


Figure IV.48.k : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge St pour deux voies.

- La quatrième poutre :

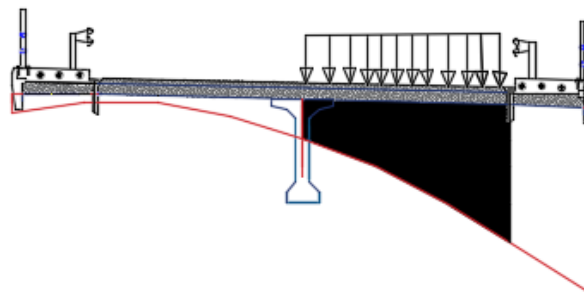
Surcharge A(L) :

Figure IV.49.a : Surface de la surcharge A(L) pour une voie.

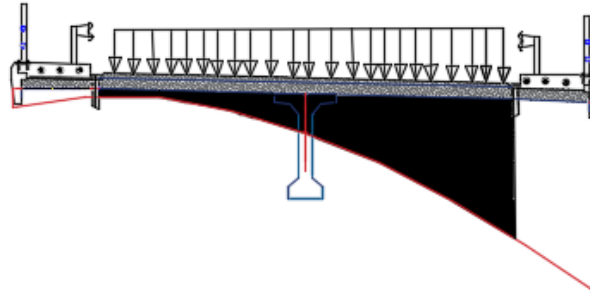


Figure IV.50.b: Surface de la surcharge A(L) pour deux voies.

Surcharge Bc :

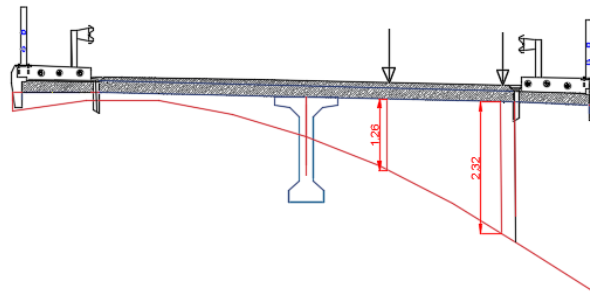


Figure IV.51.c :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bc pour une voie.

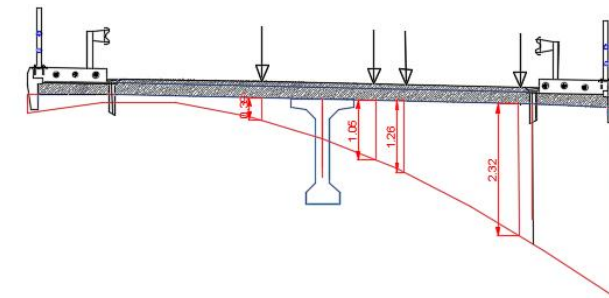


Figure IV.52.c :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bc pour deux voies.

Surcharge Bt :

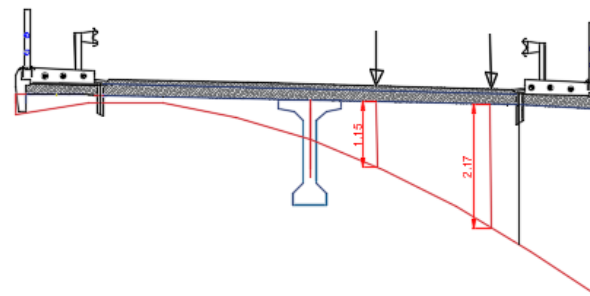


Figure IV.53.e :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bt pour une voie.

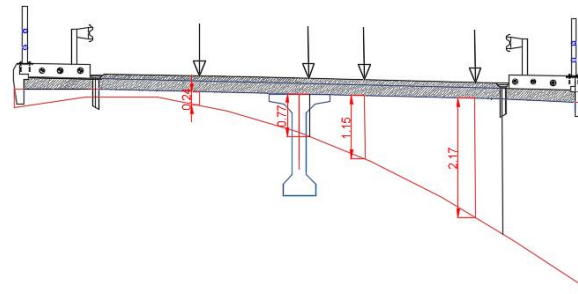


Figure IV.54.f :Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Bt pour deux voies.

Surcharge Br :

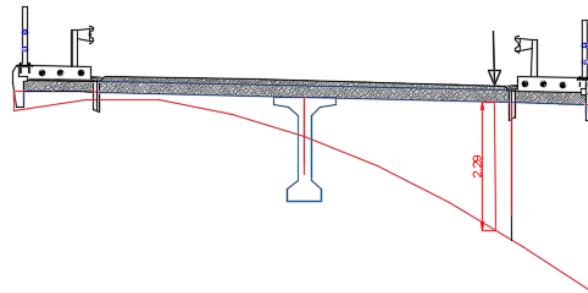


Figure IV.55.g : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Br.

Surcharge Mc120 :

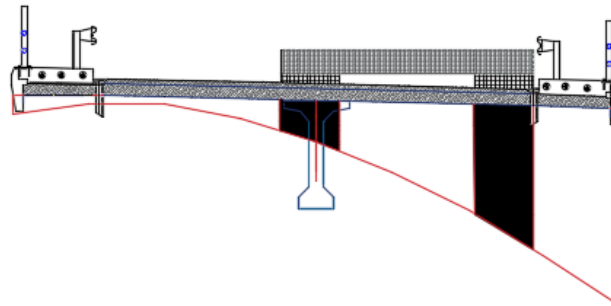


Figure IV.56.h : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.

Surcharge D240 :

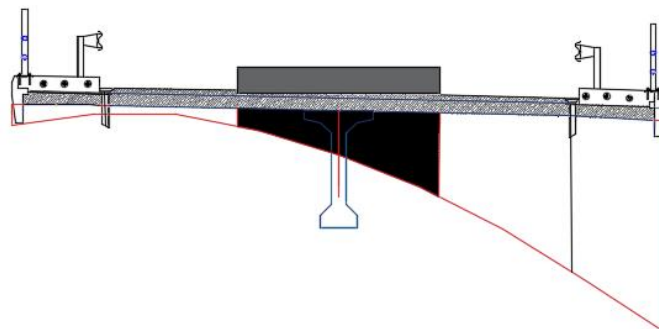


Figure IV.57.i: Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240.

Surcharge St :

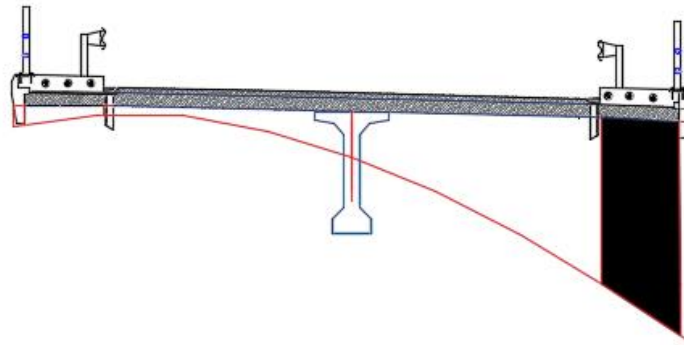


Figure IV.58.j : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge St pour une voie.

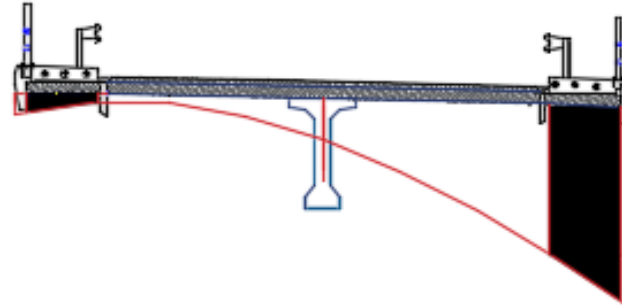


Figure IV.59.k : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge St pour deux voies.

Les résultats de calcul sont dans l'ANNEXE C.

IV.3.6 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.25L$)

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K_{amoy} par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre)

$$M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$$

M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

IV.3.7 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.5L$)

Tableau IV.12: Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$.

Désignation			M ₀ KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				Kamoy	Mréel KN.m	Kamoy	Mréel KN.m	Kamoy	Mréel KN.m	Kamoy	Mréel KN.m
Surcharge A(L)	1 voie		737.96	1.08	796.9968	1.03	760.0988	1.38	1018.3848	1.45	1070.042
	2 voies		1475.9	1.08	1593.972	1.04	1534.936	1.01	1490.659	0.86	1269.274
Surcharge B	Bc	1V	860.2	1.03	886.006	1.36	1169.872	1.12	963.424	1.79	1539.758
		2V	992.3	1.13	1121.299	1.25	1240.375	1.28	1270.144	1.25	1240.375
	Bt	1T	481.5	5.22	2513.43	1.35	650.025	1.48	712.62	1.66	799.29
		2T	969.4	3.22	3121.468	1.20	1163.28	1.18	1143.892	1.08	1046.952
	Br		129.75	0.87	112.8825	1.36	176.46	1.61	208.8975	2.92	378.87
Convoi	Mc120		1239.48	1.11	1375.8228	1.25	1549.35	1.32	1636.1136	1.41	1747.6668
	D240		2168.58	1.74	3773.3292	1.62	3513.10	1.5	3252.87	1.01	2190.2658
Trottoirs		1T	32.06	0.7	22.442	1.27	40.7162	1.6	51.296	2.88	92.3328

	2T	64.13	0.7	44.891	0.78	50.0214	0.87	55.7931	1.55	99.4015
--	----	-------	-----	--------	------	---------	------	---------	------	---------

IV.3.8 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: Combinaisons de charge à ELS et à ELU.

Combinaisons	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
ELS	G+1,2(AL+TR)	7183.1756	7118.48888	7072.28252
	G+1,2(Bc+TR)	6615.968	6765.01568	6807.66452
	G+1,2(Bt+TR)	9016.1708	6672.50168	6656.16212
	G+Mc120	6592.3628	6765.89	6852.6536
	G+D240	8989.8692	8729.6396	8469.41
ELU	1,35G+1,6(AL+TR)	9664.5098	9578.26084	9516.65236
	1,35G+1,6(Bc+TR)	8908.233	9106.96324	9163.82836
	1,35G+1,6(Bt+TR)	12108.5034	8983.61124	8961.82516
	1,35G+1,35Mc120	8899.68978	9133.9515	9251.08236
	1,35G+1,35D240	12136.3234	11785.0135	11433.7035

Par conclusion on la poutre la plus sollicitée est la première poutre (poutre centrale) dans les deux états limites

IV.4 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

IV.4.1 Calcul de $\varepsilon'\alpha$ et $\varepsilon\alpha$

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant $T_{\max}$ (qui revient à l'ensemble du tablier), puis $T_{\max}$ (qui revient à chaque poutre).

Calcul de $\varepsilon\alpha$ et $\varepsilon'\alpha$ à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e|\leq 3/4 b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$$

Sinon si $|y|+|e|> 3/4 b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \sqrt{\alpha}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis $x = 0,00 L$ et $x = L$.

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et ε'_1 à déterminer à partir des tableaux G – M.

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et par interpolation entre $\theta = 0,50$ et $\theta = 0,60$ on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau IV.14: Valeur de ε_0 pour $\theta = 0.59$.

Thêta=0.59	ε_0								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0578188	0,02317028	0,1659896	0,2096342	0,2290535	0,2096342	0,1659896	0,02317028	0,0578188
b/4	-0,0259302	0,0358027	0,0975514	0,1575869	0,2096342	0,2400865	0,2355745	0,2114242	0,1820092
b/2	-0,0833507	-0,0254684	0,0340126	0,0975514	0,1659896	0,2355745	0,294771	0,3310173	0,357831
3b/4	-0,1274859	-0,0779103	-0,0254684	0,0358027	0,1129928	0,2114242	0,3310173	0,4616732	0,5876565
b	-0,1675877	-0,1274859	-0,0833507	-0,0259302	0,0578188	0,1820092	0,357831	0,5876637	0,8567386

Tableau IV.15 : Valeur de ε_1 pour $\theta = 0.59$.

Thêta=0.59	ε_1								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0864442	0,1211414	0,1579436	0,1967318	0,2359556	0,1967318	0,1579436	0,1211414	0,0864442
b/4	-0,0141015	0,0352564	0,0863194	0,1400495	0,1964942	0,2550697	0,237847	0,2240026	0,2137441
b/2	-0,0972512	-0,0360812	0,0210184	0,0856174	0,1572416	0,2376499	0,3273762	0,3481767	0,3759984
3b/4	-0,1716444	-0,1072566	-0,0402833	0,0328975	0,1205033	0,2249656	0,3503628	0,4961243	0,5782281
b	-0,2434694	-0,1732626	-0,099458	-0,0152535	0,0882658	0,2202223	0,3874122	0,5907606	0,8202184

Tableau IV.16: Valeur de ε pour $\theta = 0.59$.

Thêta=0.59	ε								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0081665	0,0565952	0,1258502	0,2433817	0,4515558	0,2433817	0,1258502	0,0565952	0,0081665
b/4	0,0012755	0,0280358	0,066362	0,1316101	0,2478585	0,4554132	0,2446103	0,1194655	0,0316928
b/2	0,0050884	0,02076176	0,0429022	0,0802931	0,1460994	0,2622702	0,4659986	0,2421604	0,0847254
3b/4	0,0183238	0,0294713	0,0449309	0,0695981	0,110295	0,1775926	0,2885258	0,4708668	0,1916426
b	0,0435956	0,0553804	0,071074	0,0938365	0,1265498	0,1719883	0,2324482	0,3085516	0,3965553

Pour $\alpha = 0.25$:Tableau IV.17 : Valeur de $\varepsilon_{0.25}$ pour $\theta = 0.59$.

Thêta=0.59	$\varepsilon_{0.25}$								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,06497515	0,04766306	0,1639781	0,2064086	0,230779025	0,2064086	0,1639781	0,07215584	0,0721315
b/4	0,022973025	0,035666125	0,0947434	0,15320255	0,2063492	0,2438323	0,23671075	0,2177134	0,19787665
b/2	0,086825825	-0,0281216	0,03076405	0,0945679	0,1638026	0,2366122	0,3110736	0,339597	0,3669147
3b/4	0,138525525	0,085246875	0,029172125	0,0350764	0,114870425	0,2181949	0,34069005	0,47889875	0,5829423
b	-0,1865581	-0,1389300	-0,0873775	-0,0232610	0,0730423	0,20111575	0,3726216	0,58921215	0,8384785

Tableau IV.18 : Valeur de $\varepsilon'0.25$ pour $\theta = 0.59$.

Thêta=0.59	$\varepsilon'0.25$								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,011402925	0,04045865	0,11782685	0,255044175	0,50545585	0,255044175	0,11782685	0,04045865	-0,03097235
b/4	0,00511975	0,02623065	0,06137265	0,12950025	0,260699575	0,505499075	0,24799195	0,06719695	-0,05933285
b/2	0,0306733	0,0349725	0,04837315	0,078962025	0,14331385	0,27458035	0,5353098	0,18915225	-0,0609111
3b/4	0,06581585	0,063653275	0,06623445	0,07877325	0,107742925	0,1539061	0,2576073	0,45823805	-0,0016501
b	0,11536185	0,11254115	0,113707	0,121109	0,1456918	0,1478713	0,1549662	0,1674471	0,18472375

Tableau IV.19 : Valeur de $\varepsilon 0.25$ pour $\theta = 0.59$.

$\theta=0.59$	$\varepsilon 0.25$								
$\frac{y}{e}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1=0	0,0650	0,0477	0,1640	0,2064	0,2308	0,2064	0,1640	0,0722	0,0721
Poutre 2=1,48	-0,0321	0,0266	0,0856	0,1448	0,2003	0,2428	0,2473	0,2351	0,2220
Poutre 3=2,96	-0,1016	-0,0444	0,0136	0,0776	0,1498	0,2314	0,3195	0,3794	0,4286
Poutre 4=4,44	-0,1591	-0,1083	-0,0541	0,0101	0,0969	0,2109	0,3544	0,5262	0,6925

Tableau IV.20 : Valeur de $\varepsilon'0.25$ pour $\theta = 0.59$.

$\theta=0.59$	$\varepsilon'0.25$								
$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1=0	-0,0114	0,0405	0,1178	0,2550	0,5055	0,2550	0,1178	0,0405	-0,0310
Poutre 2=1,48	0,0088	0,0275	0,0595	0,1223	0,2439	0,4725	0,2890	0,0846	-0,0596
Poutre 3=2,96	0,0206	0,0268	0,0433	0,0790	0,1535	0,3091	0,6147	0,1123	-0,0778
Poutre 4=4,44	0,0870	0,0846	0,0866	0,0969	0,1240	0,1513	0,2136	0,3336	0,0782

➤ Calcul de ε_{moy} : (annexe)IV.4.2 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($x = 0.00L$)

Le calcul de l'effort tranchant réel de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient ε_{moy} par l'effort tranchant max (T_0 de chaque poutre).

$$T_{réel} = \varepsilon'_{moy} \times T_0$$

IV.4.3 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($X = 0.5L$).

Désignation			T0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$\varepsilon_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	$\varepsilon_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	$\varepsilon_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	$\varepsilon_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m
Surcharge A(L)	1 voie		42.65	0.17	7.2505	0.23	9.8095	0.26	11.089	0.27	11.5155
	2 voies		85.31	0.17	14.5027	0.17	14.5027	0.16	13.6496	0.16	13.6496
Surcharge B	Bc	1V	30.04	0.155	4.6562	0.245	7.3598	0.3	9.012	0.35	10.514
		2V	55.58	0.183	10.17114	0.22	12.2276	0.22	12.2276	0.22	12.2276
	Bt	1T	28.4	0.16	4.544	0.235	6.674	0.29	8.236	0.32	9.088
		2T	60.28	0.18	10.8504	0.2	12.056	0.2	12.056	0.19	11.4532
	Br		7.52	0.11	0.8272	0.24	1.8048	0.36	2.7072	0.46	3.4592
Convoi	Mc120		76.52	0.18	13.7736	0.22	16.8344	0.25	19.13	0.26	19.8952
	D240		125.35	0.29	36.3515	0.27	33.8445	0.21	26.3235	0.15	18.8025
trottoir	1T		1.85	0.07	0.1295	0.23	0.4255	0.39	0.7215	0.59	1.0915
	2T		3.7	0.06	0.222	0.13	0.481	0.23	0.851	0.36	1.332

IV.4.4 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Combinaisons		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
ELS	G+1,2(AL+TR)	310.72964	311.04044	310.46072	311.03792
	G+1,2(Bc+TR)	305.531768	308.31032	308.75432	309.33152
	G+1,2(Bt+TR)	306.34688	308.1044	308.5484	308.5484
	G+Mc120	306.8336	309.8944	312.19	312.19
	G+D240	329.4115	326.9045	319.3835	311.8625
ELU	1,35G+1,6(AL+TR)	419.19052	419.60492	418.83196	419.60156
	1,35G+1,6(Bc+TR)	412.260024	415.96476	416.55676	417.32636
	1,35G+1,6(Bt+TR)	413.34684	415.6902	416.2822	416.08732
	1,35G+1,35Mc120	414.22536	418.35744	421.4565	422.48952
	1,35G+1,35D240	444.705525	441.321075	431.167725	421.014375

Par conclusion la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale **n°1** à l'ELU et à l'ELS.

IV.5 CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle de la combinaison **1.35G + 1.35D240** de la poutre une avec une valeur du moment maximale égale à **12 136.32 KN.m** et de l'effort tranchant égale à **444.70 KN**.

CHAPITRE V

ETUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

V.1 INTRODEUCTION

Le béton, un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé, au mieux de ses possibilités, en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre précontraintes par poste tension.

V.2 DONNÉES DE CALCUL

Tableau V.1 : Données de dimensionnements de la précontrainte.

Données de l'ouvrage			Caractéristiques des câbles 12T15			
H (P)	1,85	m	Câble	T15		
H (P+D)	2,05	m	Nbre Toron	12		
L_{poutre}	35,6	m	A_p 1 Toron	140	mm ²	
L_{porté}	34,6	m	A_p 1Toron	0,00014	m ²	
N_{poutres}	7		A_p	0,00168	m ²	
E_{dalle}	0,2	m	f_{prg}	1770	MPa	
Enrobage	0,03	m	F_{p0}	196,2	KN	
λ =	1,48	m	f_{peg}	1593	MPa	
L_{Tc} =	1,11	m	D_{gaine}	0,08	m	
b_{About} =	0,60	m	f	0,18	(rd ⁻¹)	
			φ	0,002	(m ⁻¹)	
			g	6	mm	
			μ₀	0,43		
			ρ_{1000h}	2,5		
			E_p	190 000	MPa	
			f_e	400	MPa	
			σ_s	347,826	MPa	

Caractéristiques du béton		
F_{c sup} =	40.00	MPa
F_{c inf} =	27.00	MPa
F_{t28} =	2,70	MPa
σ_{bc} =	21.00	MPa
σ_{bt} =	-4,50	MPa

Caractéristiques des sections				
	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
B (m²)	1,19	1,48	0,73	1,03
u' (m)	0,98	1,17	1,01	1,28
u (m)	0,87	0,88	0,84	0,77
I_G (m⁴)	0,37	0,59	0,30	0,49
i²(m²)	0,31	0,40	0,41	0,48
ρ	0,36	0,39	0,48	0,48

Résultats Logiciel		
M_{gp}	2,71	MN.m
M_{max}	6,97	MN.m
M_{min}	4,26	MN.m
V_M	0,86	MN
V_m	0,58	MN

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}, \text{ section sur critique.}$$

B : son aire.

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (**v + v' = h**).

I : son moment d'inertie par rapport à Gz.

ρ : son rendement géométrique.

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie entre :

- Une valeur minimale : **M_m = M_g + M'_g + M_{mq}**.

- Une valeur maximale : **M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}**.

Posons : **ΔM = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}**.

σ_{bt1} ; **σ_{bt2}** : sont des contraintes limites de traction.

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

Tableau V.2 : Calcul de **P_{MIN}**.

Détermination de P_{MIN}			
σ_{bt2}	-3,00	P_I	2,74
σ_{bt1}	-4,50	P_{II}	4,82
d'	0,21	P_{MIN}	4,82

P_I : représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

P_{II} : représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

V.3.2 Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{\text{MIN}}}{P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer, P_0 est estimé à 25 % de pertes.

n : nombre de câbles.

$$P_0 = \min \{(0.8 \times f_{\text{prg}} \times A_p); (0.9 \times f_{\text{peg}} \times A_p)\}$$

Tableau V.3: Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25	%	Donc on opte pour 3 câbles de 12T15
T_0	1416	MPa	
P_0	2,38	MN	
$n \geq$	2,70	Câbles	

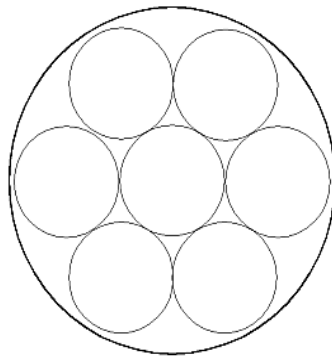


Figure V.1 : Un toron T15 (composé de 7 fils).

V.3.3 Pré-vérification de la précontrainte

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à $x = L/2$ sur les quatre phases et on place les trois câbles dans l'about pour faciliter la mise en tension de la précontrainte :

$$f_{tj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{cj} ; \text{ si } j < 28 j, \text{ selon BAEL99.}$$

$$\overline{\sigma}_{bcj} = 0.6 f_{cj} ; \text{ en construction.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt1} = 1.5 f_{tj} ; \text{ Hors section d'enrobage.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt2} = 0.7 f_{tj} ; \text{ section d'enrobage.}$$

Tableau V.4:Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Phase	Après 7j	Après 28j	Après coulage de la dalle	En service
f_{cj} (MPa)	26,49	40,00	40,00	40,00
f_{tj} (MPa)	2,19	3,00	3,00	3,00
$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1,53	-2,10	-2,10	-3,00
$\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-3,28	-4,05	-4,50	-4,50
$\overline{\sigma}_{bcj}$ (MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00
ΔP %	10	10	15	25

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Résultats de vérifications des contraintes.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,81	2,71	3,21	4,75	3,98	C.V
Phase 2	0,81	2,71	6,42	1,91	17,08	C.V
Phase 3	1,08	4,26	6,07	2,34	11,80	C.V
Phase 4	1,08	6,97	5,35	6,98	2,02	C.V

Telle que les formules de calcul :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Interprétation :

Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.4.1 Principe

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical seulement.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

V.4.2 Détermination du Tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

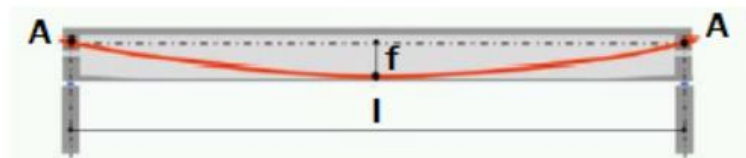


Figure V.2: Géométrie des câbles.

ℓ : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

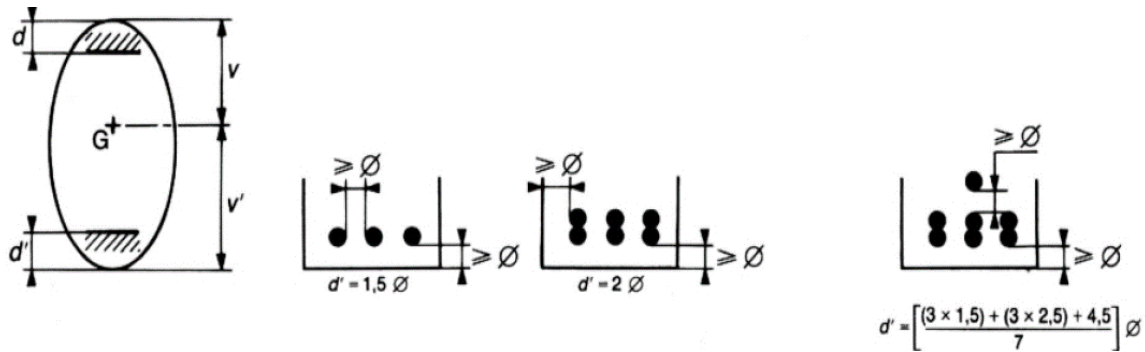


Figure V.3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$, dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow a = 369.50 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X \geq 314.07 \text{ mm} \rightarrow X = 320 \text{ mm}.$$

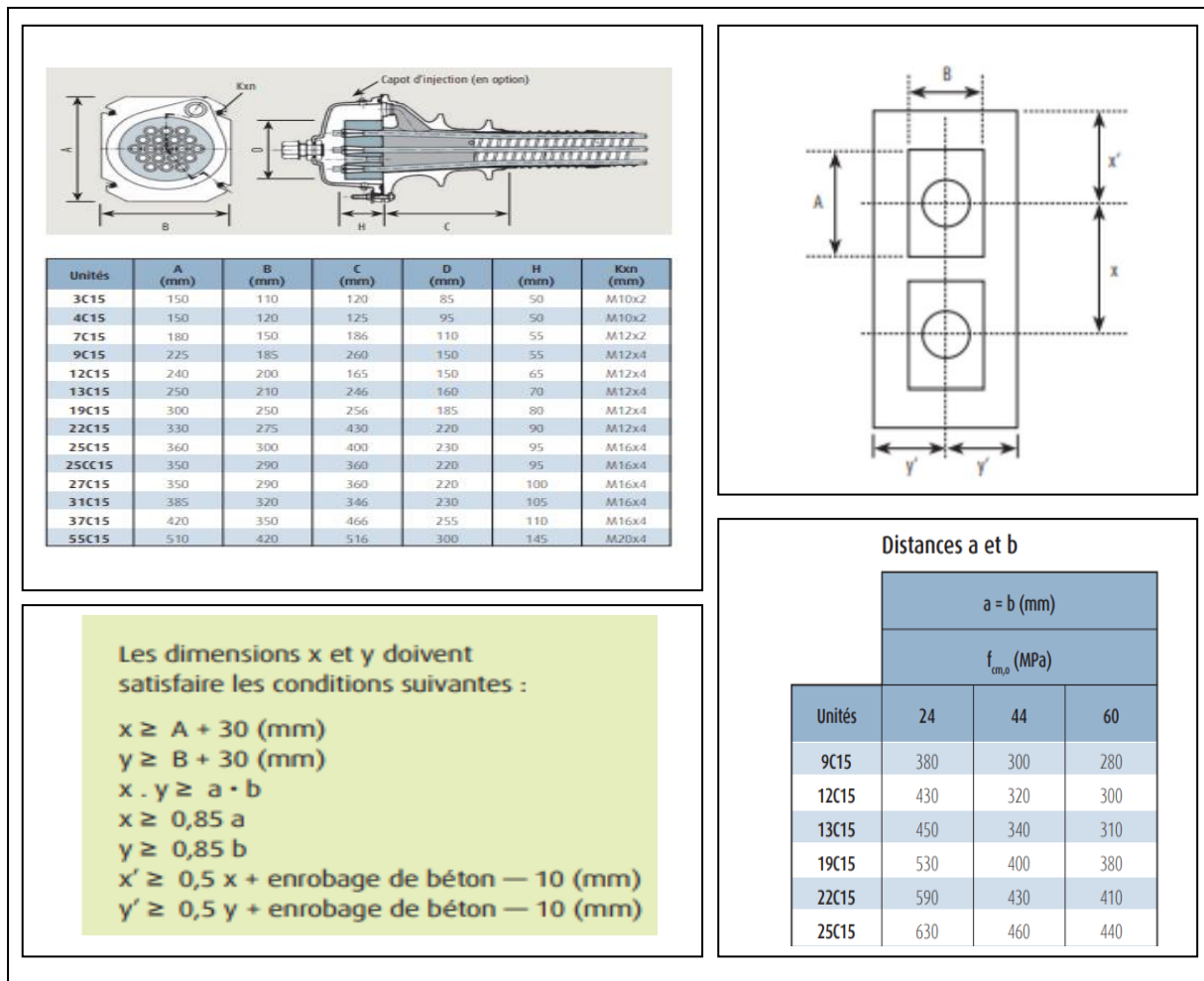
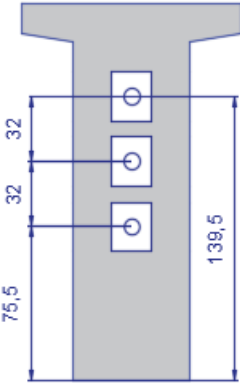
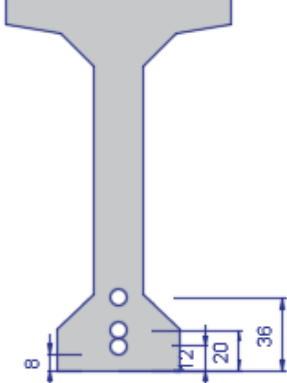


Figure V.4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau V.6: Tracé des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	0.755		0.120	
C2	1.075		0.200	
C3	1.395		0.360	

Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

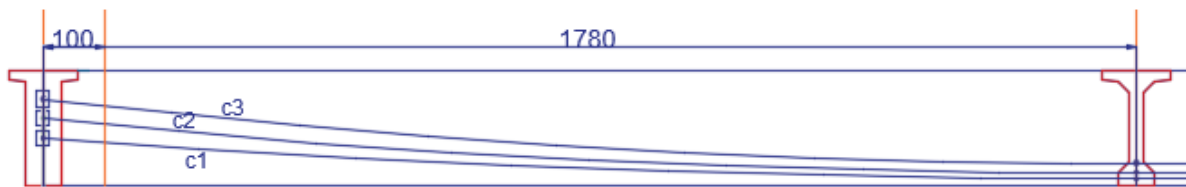


Figure V.5: Trajectoire des câbles.

- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

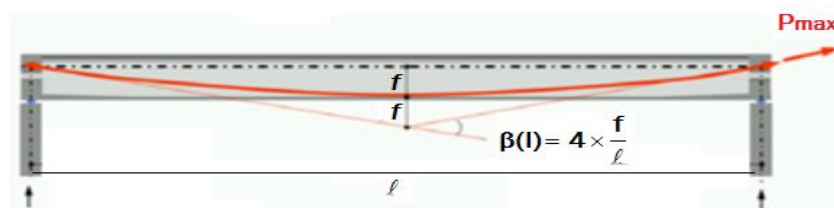


Figure V.6: L'angle de déviation des câbles.

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin} \left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P} \right)$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$;

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B_{Brute} - n \times B_{Gaine}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$.

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de gaines par lit.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7: Caractéristiques du tracé des câbles.

bn =	0,52	m
Bn =	1,46	m ²
P =	5,35	MN
σ_x	3,65	MPa
$\bar{T}$	2,83	MPa
$\bar{V}$	2,41	MPa

L Cable =	35,6	m
Lrel =	1	m
l_{pb} =	33,6	m

$-14,87 \leq \alpha \leq 31,717$

$\alpha_{C1} = 3,97 \quad \alpha_{C2} = 5,47 \quad \alpha_{C3} = 6,47$

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l) \text{ rad}$
			x=0	x=1	17,8			
C1	33,6	3,97	0,755	0,69	0,12	0,57	249,51	0,067
C2	33,6	5,47	1,075	0,98	0,2	0,78	181,10	0,093
C3	33,6	6,47	1,395	1,28	0,36	0,92	153,13	0,110

V.5 CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné de câble, à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

V.5.1 Pertes de Tension Instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

V.5.1.1 Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]}$$

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).

x : la distance de la section considérée (m).

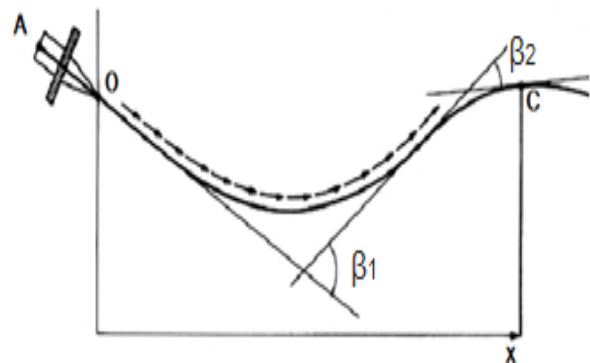


Figure V.7: Frottement le long du câble.

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant, Avec :

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1\,416 \text{ MPa}$$

Tableau V.8 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	X = l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}(\%)$
C1	17,8	0,067	0,048	65,98	71,46	5,05%
C2	17,8	0,093	0,052	72,15		
C3	17,8	0,110	0,055	76,24		

V.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x), \quad \text{avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Tableau V.9: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_p$ (l/2) (MPa)	$\Delta\sigma_p(0)$ (MPa)
C1	17,8	0,0027	17,33	0	131,57
C2	17,8	0,0029	16,55	0	137,74
C3	17,8	0,0031	16,09	0	141,70

V.5.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

σ_b : contrainte de béton.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes

$$P = n \cdot A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi moy}).$$

A_p : section de câble de précontrainte.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment sous le poids propre.

I : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau V.10: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

Mg	2,71	MN
E_{ij}	37 619,47	MPa
e	0,78	m
B	0,73	m ²
I	0,30	m ⁴

σ_b	16,07 MPa
σ_e	40,57 MPa
Δσ_e	2.87 %

V.5.2 Pertes de Tension Différées

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée Δσ_d(x).

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée **σ_{pf}(x) = σ₀ - Δσ_i(x) - Δσ_d(x)**.

V.5.2.1 Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. Si t₀ est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : **ξ_r*(1-r(t₀))**, avec :

ξ_r : Retrait final, ξ_r = 2 × 10⁻⁴

r(t) : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : **ξ_r × E_p ≈ Δσ_r**

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa

Δσ_r = 38 Mpa → Δσ_r = 2, 68 %

V.5.2.2 Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_f = 2,5 \sigma(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

- $\sigma_{\max}$: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension .
- σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

- j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{-M_p}{I_g} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_{\text{inst}}) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_g} \right] \\ \sigma_b = \frac{-M_r}{I_g} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_r) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_g} \right] \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Valeurs des Pertes par fluage.

Coefficient	Valeur
M_p (MN)	4,26
e(p+D) (m)	1,05
P(MN)	6,57
I_{nette} (m⁴)	0,4900
B_n (m²)	1,0300
V'n (m)	1,280
σ_b (MPa)	12,10
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	152,83
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	10,79

V.5.2.3 Perte par relaxation

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$	59,99	MPa
	4,24%	%

V.5.3 Pertes Totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\text{La valeur des pertes différées totale est : } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 352.86 \text{ MPa} = 24.92 \%$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau V.13: Valeurs des pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	112.03	7.91
$\Delta\sigma_{Diff}$	240.82	17.01
$\Delta\sigma_{\infty} =$	352.86	24,92

V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Notre but dans cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

V.6.1 Les Sections de Vérifications

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0) pour la vérification des contraintes tangentielles.

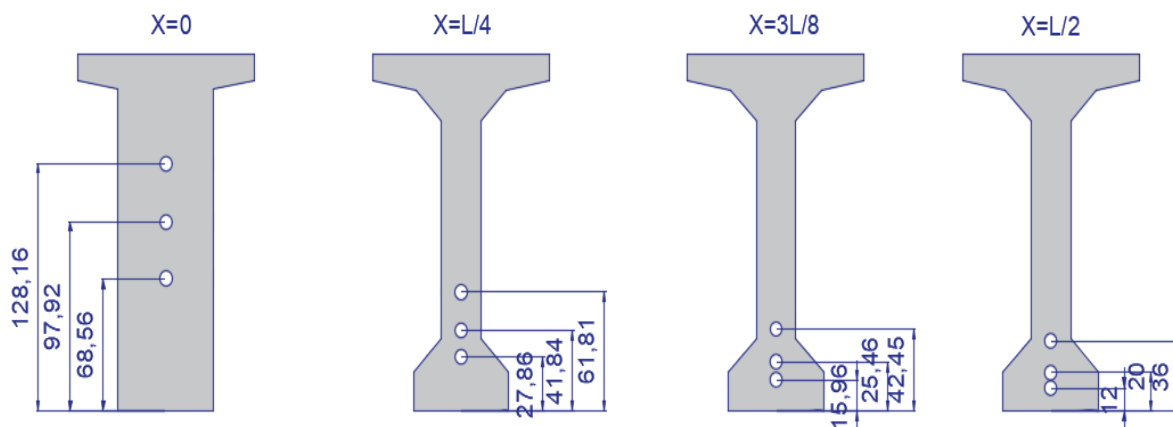


Figure V.8 : Les sections de vérification.

V.6.2 Limitation des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Limitation des contraintes.

$i \geq 28$ jours							
$\bar{\sigma}_{bc} =$	24	MPa	Exé / Q.R / Q.F	$\bar{\sigma}_{t1} =$	-4.5	MPa	
$\bar{\sigma}_{t2} =$	-2.1	MPa	Exécution	$\bar{\sigma}_{t2} =$	-3	MPa	Q.Rares
$i = 7$ jours							
$\bar{\sigma}_{bc} =$	15.89	MPa	Exé / Q.R / Q.F	$\bar{\sigma}_{t1} =$	-3.28	MPa	
$\bar{\sigma}_{t2} =$	-1.53	MPa	Exécution	$\bar{\sigma}_{t2} =$	-2.19	MPa	Q.Rares

V.6.3 Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2016.

Tableau V.15: Caractéristiques nettes des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,85	2,05	1,85	2,05	1,85	2,05	1,85	2,05
B _{nette} (m ²)	1,18	1,47	0,721	1,020	0,721	1,02	0,72	1,02
v _n (m)	0,870	0,880	0,830	0,760	0,830	0,750	0,822	0,750
v' _n (m)	0,980	1,170	1,020	1,290	1,020	1,30	1,028	1,30
I _{nG} (m ⁴)	0,370	0,592	0,299	0,480	0,296	0,48	0,294	0,474
ρ (%)	36,87	39,03	48,98	48,00	48,49	47,95	48,26	47,85

V.6.4 Justification de la poutre à l'ELS

Pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P, \text{ avec } P_0 = 2.38 \text{ MN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Caractéristiques de chaque phase de vérification.

Phase	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d x=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
1	3	50	3,96	3,53	3,33	0,98	0,44	0,28	0,23
2	3	100	7,91	6,83	6,32	0,98	0,44	0,28	0,23
3	3	100	12,16	6,58	5,95	0,98	0,44	0,28	0,23
4	3	100	24,92	5,86	4,86	0,98	0,44	0,28	0,23

V.6.4.1 Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bt}$

$$\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte.

Bn : surface nette de la section considérée.

In : inertie nette de la section considérée.

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,00	0,58	0,74	0,80	0,00	0,58	0,74	0,80
MEls		0,00	1,99	2,53	2,71	0	1,99	2,53	2,71
P1 (MN)		3,53	3,53	3,53	3,53	6,83	6,83	6,83	6,83
P2 (MN)		3,33	3,33	3,33	3,33	6,32	6,32	6,32	6,32
σMax (MPa)	σsup	3,01	4,73	4,65	4,57	5,83	3,99	2,36	1,75
	σinf	2,98	5,09	7,11	5,30	5,77	16,18	18,18	19,12
σMin (MPa)	σsup	2,84	4,78	4,79	4,74	5,39	4,11	2,72	2,19
	σinf	2,81	4,42	6,32	4,46	5,34	14,45	16,15	16,98

Tableau V.18: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,19	0,85	1,02	1,07	0,19	0,85	1,02	1,07
MEls		0,00	2,74	3,53	3,78	0	5,22	6,53	6,97
P1 (MN)		6,58	6,58	6,58	6,58	5,86	5,86	5,86	5,86
P2 (MN)		5,95	5,95	5,95	5,95	4,86	4,86	4,86	4,86
σMax (MPa)	σsup	2,63	1,92	1,43	1,28	2,34	6,112	6,62	6,85
	σinf	6,92	14,15	15,24	15,50	6,16	5,10	4,27	3,89
σMin (MPa)	σsup	2,37	4,54	4,95	1,73	4,30	8,65	9,13	7,56
	σinf	6,26	12,08	12,85	13,01	5,11	1,85	0,50	-0,03

V.6.4.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 < \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{ij} \times [f_{ij} + \sigma_x]$$

$$\tau^2 < \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x]$$

Si $\sigma_x < 0$, 4.f_{cj} on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie r juste que $\tau < \tau_1$

τ : contrainte tangentielle.

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Effort de précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	1,79	1,78	0,12
P2	1,79	1,78	0,17
P3	1,79	1,77	0,20
	Somme	5,29	0,49

- Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} S_n}{I_n b_n}$$

Avec :

V_{red} : effort tranchant réduit ; $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20: Contrainte tangentielle « τ ».

Bn (MPa)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	Vser (MN)	Vred (MN)	Sn (m ³)	In (m ⁴)	Bn (m)	τ (MPa)
1,47	3,62	2,55	0,86	0,37	0,51	0,59	0,52	0,60

On constate que :

$$\tau = 0.60 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.55 \text{ MPa}.$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.6.4.3 Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Avec :

B_t : aire de la section du béton en traction.

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Application Numérique :

$$A_s = \frac{0,0346}{1000} + \left(\frac{0,0038}{400} \times \frac{2,7}{0,03} \right)$$

$$A_s = 8,89 \text{ cm}^2.$$

On prend: 6HA 14 = 9.24 cm².

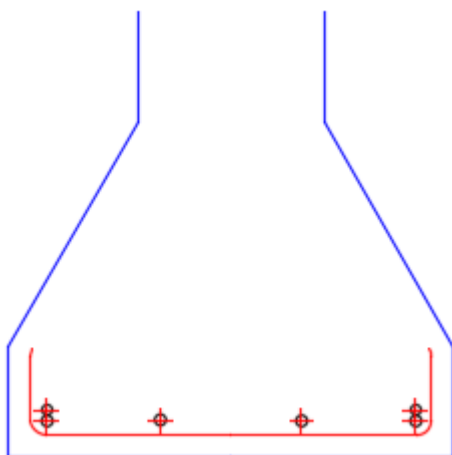


Figure V.9 : Ferrailage de zone tendue.

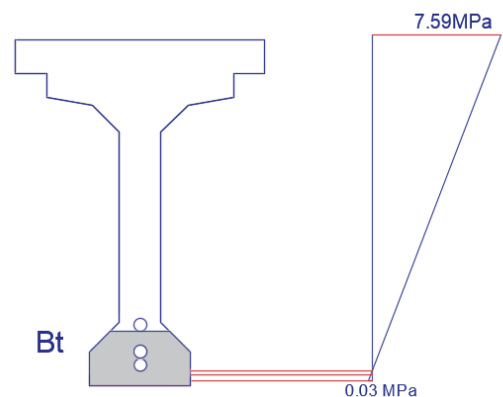


Figure V.10: Diagramme des contraintes à mi travée

V.6.5 Justification de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau = \frac{V_{u,red} S_n}{I_n b_n}$

Tableau V.21 : Détermination l'angle β_u .

Vult =	1,16	MPa
Vred =	0,67	MPa
Sn =	0,51	m³
In =	0,59	m⁴
bn =	0,52	m

Bn	1,47	m²
σ_x	3,62	MPa
τ_u	1,09	MPa
β_u	15,54	°

-La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Application Numérique :

$$\tau_u = 1,09 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 3,00 \text{ MPa}$$

$$b_n = 0,52 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\rightarrow \text{On prend : } \frac{A_t}{S_t} \geq 7,9 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12 cm à l'appui et 17 m à mi-travée.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq f_{c28}/6 = 5.83 \text{ MPa ce qui est vérifiée.}$$

V.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentiels en zone courante.

CHAPITRE VI

ETUDE DE TABLIER

VI.1 INTRODUCTION

Le tablier est un élément principal dans le pont (quelque soit son type) qui porte les voies. Il est constitué d'une dalle, qui est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres. Pour cela, nous allons traiter dans ce chapitre l'étude de tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

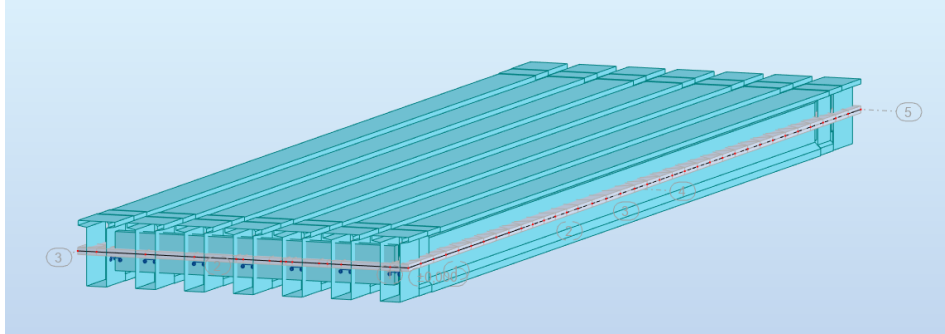


Figure VI.1 : Vue en 3D du tablier de pont.

VI.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

On utilise Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2019 pour la détermination des différentes flèches.

VI.2.1 Fleche due au Poids Propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

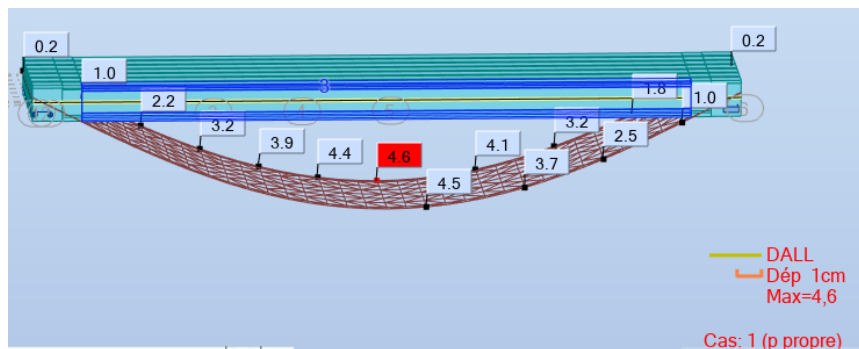


Figure VI.2 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à :

$$f_G = 4.6 \text{ cm}$$

VI.2.2 Contre Flèche de Précontrainte

Données de calcul :

$P_{\text{Câble moy}} = 6.82 \text{ MN}$ (mise en tension a 100 %), $e_0 = 0 \text{ cm}$, $e_1 = 80 \text{ cm}$.

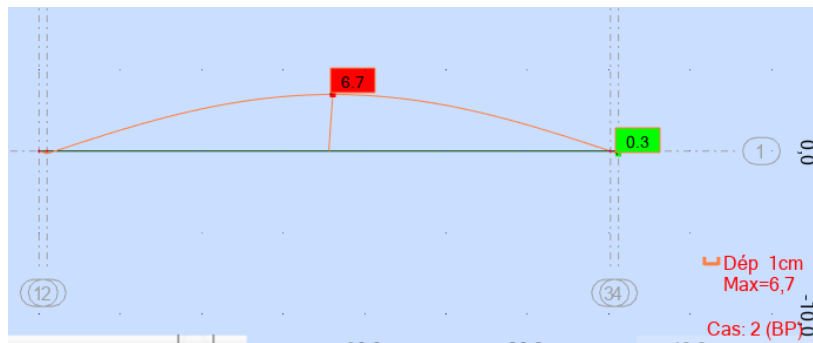


Figure VI.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les 4 câbles) est :

$$f_p = - 6.7 \text{ cm}$$

VI.2.3 Flèche Due à La Construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le haut pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte, dont la formule est donnée par :

$$f_c = 3/4 (f_p - f_G) = 1,575 \text{ cm}$$

VI.2.4 Flèche Maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

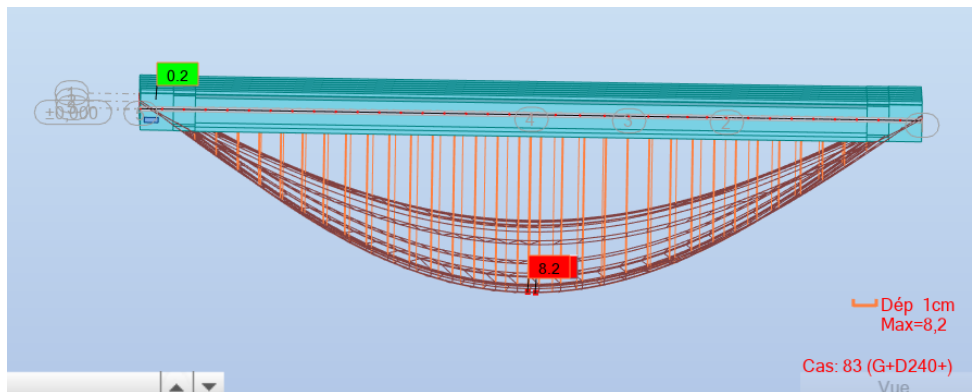


Figure VI.4 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 8,2 cm.

$$f_{ELS} = 8,2 \text{ cm}$$

VI.2.5 Flèche totale

La flèche totale maximale due au poids propre, précontraint et aux surcharges, est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$\underline{f} = f_{ELS} + f_p + f_c = 3,075 \text{ cm} < f_{adm} = L/700 = 5 \text{ cm}$$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée

VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1 Principe de ferrailage

Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appui qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15 ans, pour cela on utilise des vérins places entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier (au Niveau des entretoises) pour soulever ce dernier, un vérin est prévu au milieu de chaque deux poutres.

Donc, l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

Schématisation statique de l'entretoise d'about : Le remplacement des appareils d'appui se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres. On adopte le schéma statique donnée par la figure ci-dessus :

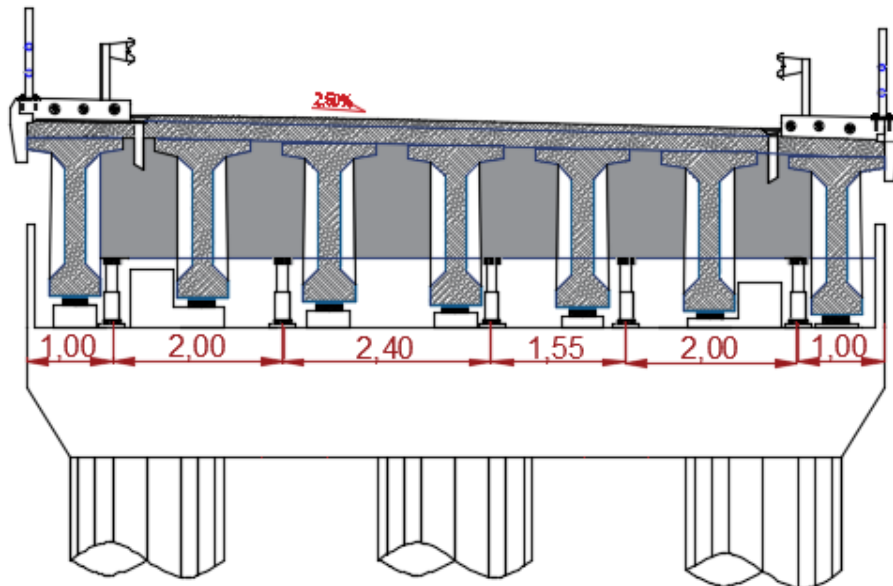


Figure VI.5 : Positions des vérins.

VI.3.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tabier}} = 346.75 \text{ KN/ml}$

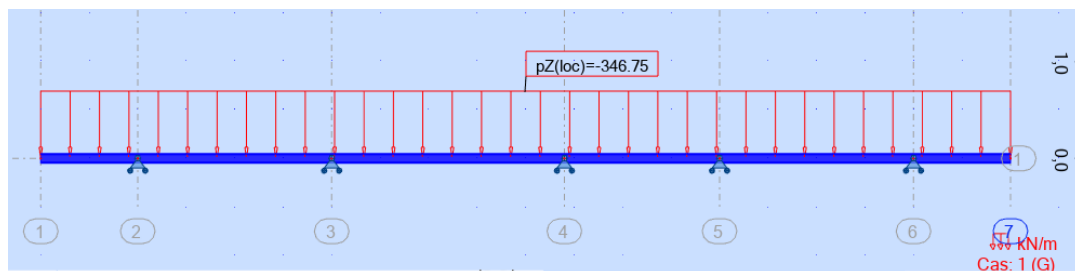


Figure VI.6 : Modélisation de l'entretoise.

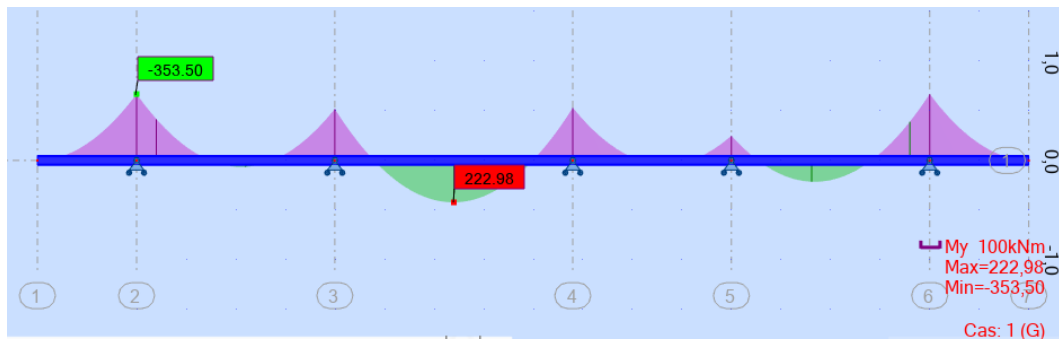


Figure VI.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.

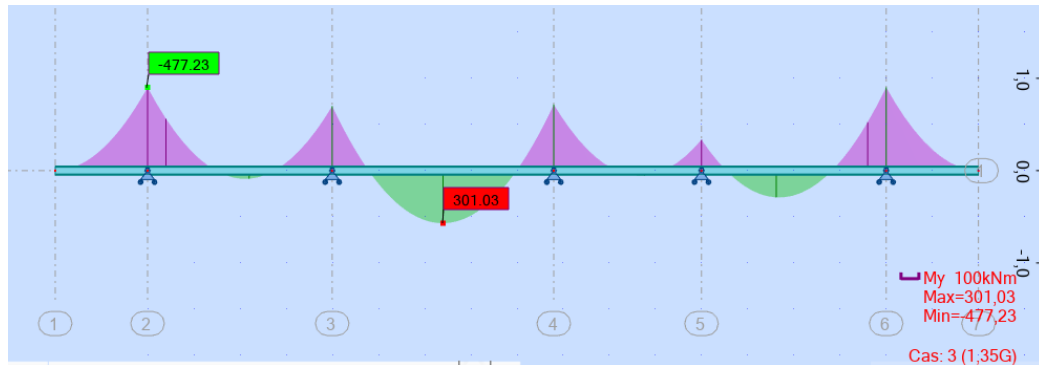


Figure VI.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.

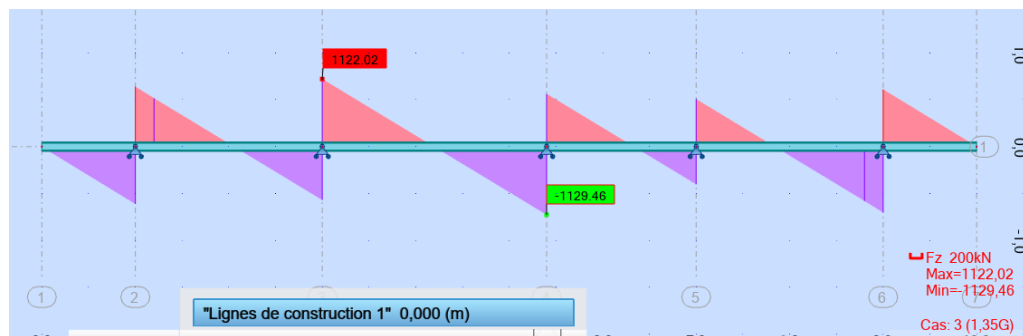


Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VI.3.3 Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a

Les moments max sont :

Fibre supérieure : $M_{max} = 447.23 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{max} = 301.03 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.3.3.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

- Armatures principales

$A_s = 12,5 \text{ cm}^2$ Voir Annexe D

On opte pour 7HA16 ($A_s = 14,07 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures de peau (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

VI.3.3.2 Ferrailage nappe inférieure

- **Armatures principales**

$A_s = 10,6 \text{ cm}^2$ (Voir Annexe D)

On opte pour 7HA14 ($A_s = 10,78 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

VI.3.3.3 Cadres transversales (Effort tranchant)

On opte pour des cadres de HA12 ; avec un espacement de 15 cm. (Voir Annexe D)

Tableau VI.1 : Ferrailage de l'entretoise.

Armatures	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\emptyset \text{ (mm)}$	$e \text{ (cm)}$
Longitudinales supérieures	12,5	7 HA16	15
Longitudinales inférieures	10,6	7 HA14	15
Armatures transversales	2,26	2 HA12	15
Armatures de peau	$\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$	HA12	15

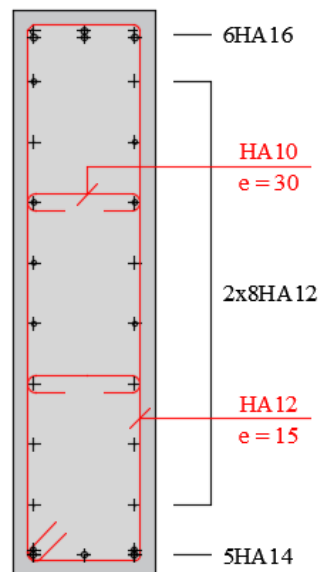


Figure VI.10 : Ferrailage de l'entretoise.

VI.4 ETUDE DE L'HOUDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprend ces efforts ;
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

- **Géométrie de l'hourdis**

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm
- La largeur : 10 m
- La longueur : le long de l'ouvrage.

- **Modélisation et évaluation des efforts**

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants.

Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

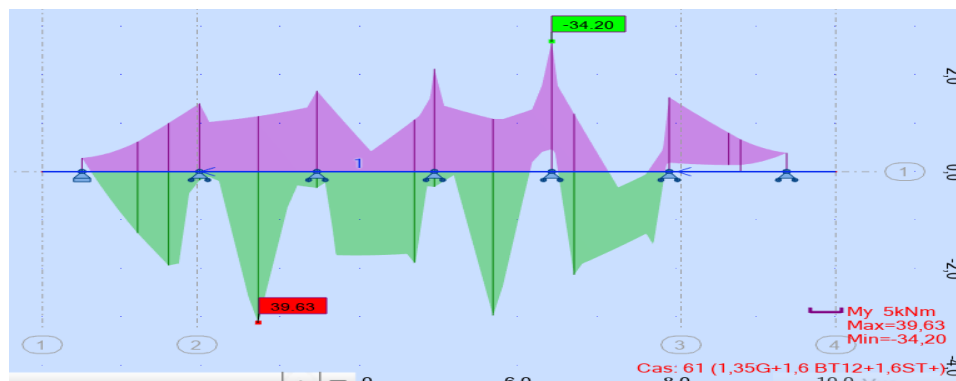


Figure VI.11 : Moment Max- Dalle à ELU (1.35G + 1.6BT2).

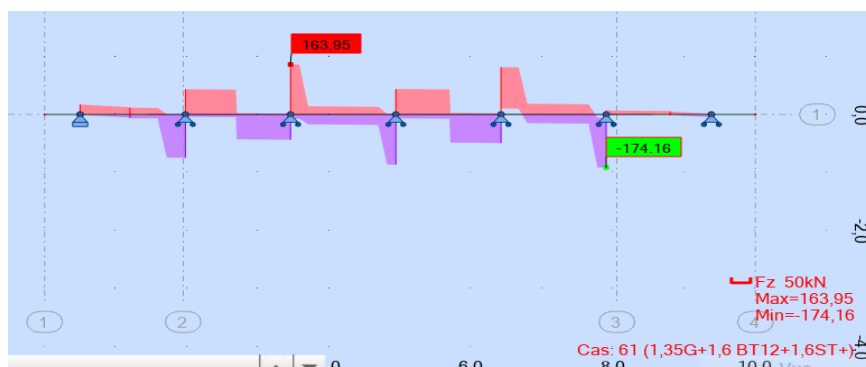


Figure VI.12 : Effort tranchant Max- Dalle à ELU (1.35G + 1.6BT2).

Donc les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : $M_{ELU} = 34,20 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELU} = 39,63 \text{ KN.m}$

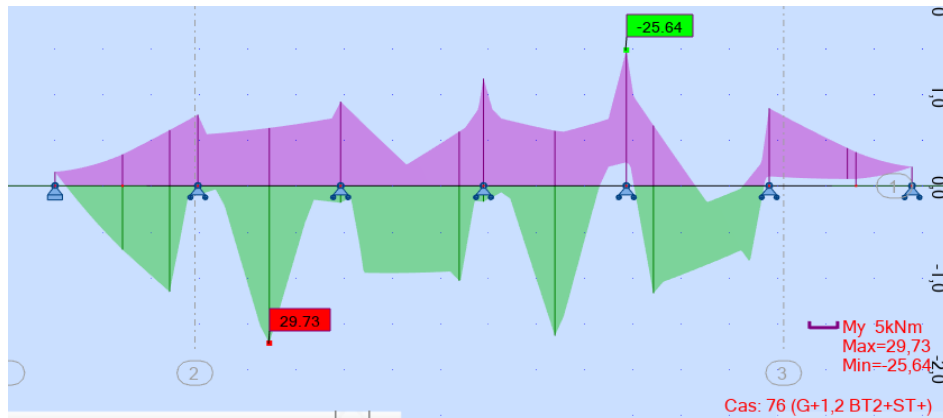


Figure VI.13 : Moment Max- Dalle à ELS (G +1.2 BT2).

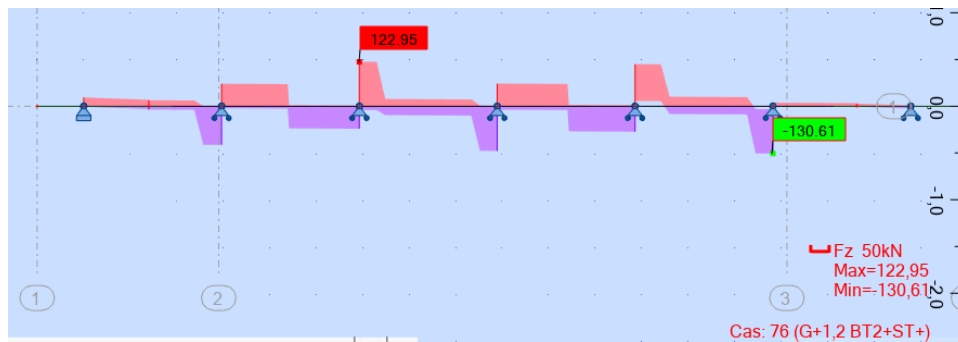


Figure VI.14 : Effort tranchant Max- Dalle à ELS (G +1.2 BT2).

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 25,64 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 29,73 \text{ KN.m}$

VI.4.1 Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.4.1.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

$$M_{ELU} = 34,20 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ELS} = 25,64 \text{ KN.m}$$

- **Armature transversale :**

$A_s = 8,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (voir Annexe D)

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 9,24 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

VI.4.1.2 Ferrailage nappe inférieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure :

$$M_{ELU} = 39,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELS} = 29,73 \text{ KN.m}$$

- **Armature transversale :**

$A_s = 9,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (voir Annexe D)

On opte pour 5HA16 ($A_s = 10,05 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal $C = 5 \text{ cm}$

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 5HA10 ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

Tableau VI.2 : Ferrailage de l'hourdis.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\varnothing \text{ (mm)}$	$e \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\varnothing \text{ (mm)}$	$e \text{ (cm)}$
Supérieure	8,4	6HA14	20	3,14	5 HA10	20
Inférieure	9,8	5 HA16	20	3,93	5 HA10	20

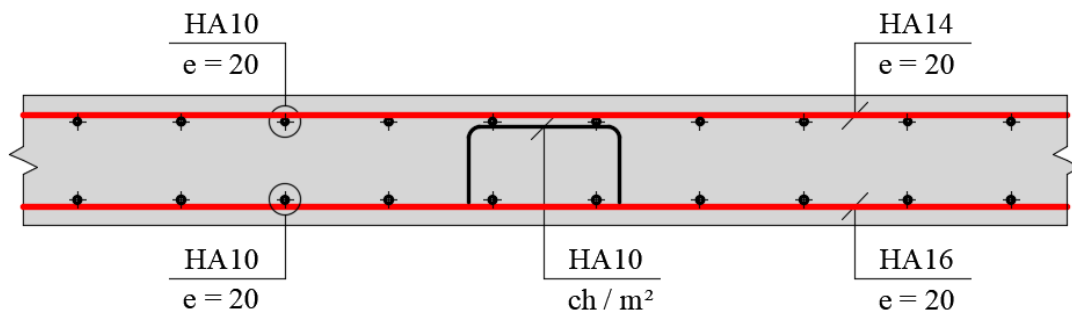


Figure VI.15 : Ferrailage de l'hourdis.

VI.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

VI.5.1 Armature de Peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de largeur de parement.

Ceci correspond à environ un cadre HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

VI.5.2 Ferrailage minimal

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{At * fe}{St * bn * \gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

Pour la suite de la poutre on choisit la même section que celle des armatures de peau c'est à dire $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$. (Un cadre HA12).

Pour l'espacement il doit vérifier la condition suivante :

$$St \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0), St \leq 1\text{m}$$

On prend: $St = 20 \text{ cm}$.

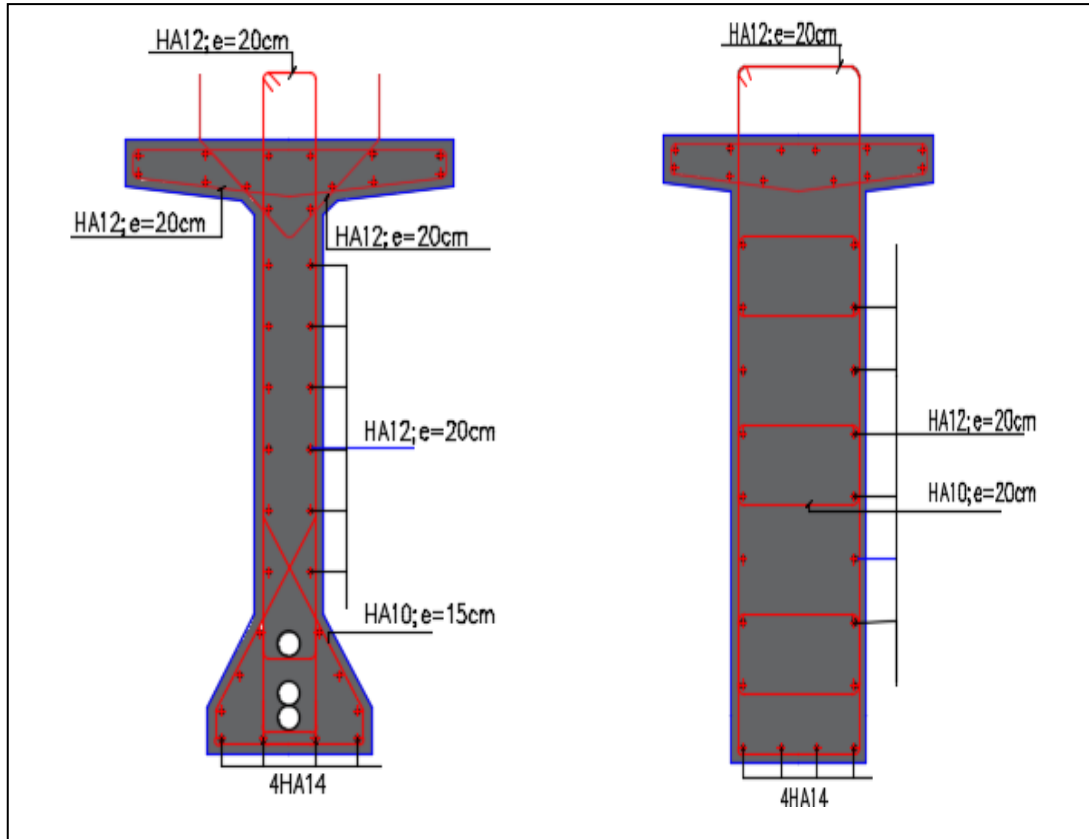


Figure VI.16 : Ferrailage de la poutre.

VI.6 CONCLUSION

Le coffrage et le ferrailage d'un tablier à poutres paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maîtriser.

Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications nécessaires.

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

VII.2 APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui

La norme NF EN 1337-5 publiée par SETRA présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On constate que l'appareil d'appui en élastomère fretté est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre, facilité de réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- N'exige aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

VII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

VII.2.2.1 Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$R_{\max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : réaction d'appui maximale à L'ELU ($R_{\max} = 1.16 \text{ MN}$).

σ_m : contrainte de compression sous la réaction $R_{\max}$.

D'où : **$a \times b \geq 580 \text{ cm}^2$**

On prendra : **$a = 350 \text{ mm}$ et $b = 350 \text{ mm}$**

VII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Respectant la condition de non flambement : $a/10 \leq T \leq a/5$

$$35.00 \leq T \leq 70.00 \text{ mm}$$

VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1}) \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 13.26 \text{ MPa} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8.10$$

Avec :

G = 0.90 MPA (cas statique).

D'où : **ts = 1.74 mm**

On prendra : Feuillet d'élastomère : **ti = 10 mm**.

Frettes métalliques de : **ts = 2 mm**.

Enrobage des chants : **4 mm**.

Enrobage extérieur : **2.5 mm**.

T : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillets élémentaires

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)	Dimensions	Valeurs (mm)
a	350	n	5
b	350	e	2.5
ti	10	T_b	55
ts	2	T	45

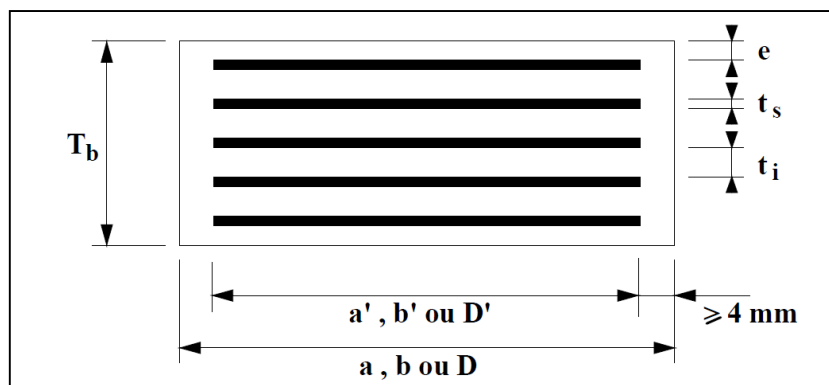


Figure VII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

VII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} ; \quad k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T} ; \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A-App}}}$$

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, $G = 0.9 \text{ MPa}$ en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Application Numérique :

$A = 350 \text{ mm}$; $b = 250 \text{ mm}$; $T = 45 \text{ mm}$; $n = 18$; $E = 33\,000 \text{ MPa}$

$$\rightarrow k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T} = 2.33 \text{ MN/m}$$

Tableau VII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H_{moy} (m)	I (m^4)	k_{AA} (MN/m)	n_{AA}	$k_{Fût}$ (MN/m)	K_{appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2,33	7	∞	22,87
P1	7,61	0,52	2,33	14	347,09	40,41
P2	7,89	0,52	2,33	14	311,43	39,88
P3	7,05	0,52	2,33	14	436,54	41,40
P4	6,25	0,52	2,33	14	626,55	42,62

Donc la raideur totale est donnée sous forme : $K_{long} = \sum K_{appuis-i} = 210,04 \text{ MN/m}$

Tableau VII.3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis.

Appuis	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{AA}	$k_{Fût}$ (MN/m)	K_{appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2,33	7	∞	22,87
P1	7,61	67,76	2,33	14	15 221,40	45,60
P2	7,89	67,76	2,33	14	13 657,70	45,58
P3	7,05	67,76	2,33	14	19 144,38	32,56
P4	6,25	67,76	2,33	14	27 476,95	45,66

VII.4 ETUDE SISMIQUE

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appuis en néoprène fretté. Des butées transversales de blocage sont placées sur les culées et les piles pour bloquer le déplacement transversal du tablier.

Les actions sismiques sont des actions accidentelles. Elles sont assimilées à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces. L'évaluation de la force sismique se fait selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts, version R.P.O.A. 2008.

Les paramètres pour dimensionnement du projet :

- Zone sismique III
- Ouvrage de groupe 1A (à valider avec le maître d'ouvrage)
- Accélération $A = 0.35$.

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.

VII.4.1 La Méthode Monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

VII.4.1.1 Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et cheville), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT** ($MT = G$).

G : le poids propre total du tablier.

Application Numérique :

$$\longrightarrow MP = \rho \times \sum (s_i \times h_i).$$

$$MP = 6\,466,25 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow MT = G$$

$$MT = 41\,483,70 \text{ KN}$$

$$MP \leq 0.43 \text{ MT}$$

$\longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

VII.4.1.2 Angle de biais

Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais)

VII.4.1.3 Courbure de pont

Il s'agit d'un pont droit $\longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

VII.4.1.4 Symétrie transversale

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. $\longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

VII.4.2 Evaluation 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 :

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 4\,148,37\text{ t}$.

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0.15 ; 0.40) \text{ et } S = 1.1$$

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (**béton armé**)

η : 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 : $T = 2.\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Application Numérique :

$$T = 1.03\text{ s}$$

$$T_2 < T < 3.00\text{ s} \rightarrow S_{ae}(T ; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 3.66\text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 3.66 \times 4\,148,37 \rightarrow F_L = 15169,95\text{KN}.$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F \quad d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VII.4 : Forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4
FL (KN)	1 613,9	2 950,1	2 921,3	3 003,0	3 067,8
dL(m)	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099

VII.4.3 Evaluation de l'Effort Sismique Transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_T = M_T \times S_a(T) \text{ où } M_T = 4\,148,37 \text{ t.}$$

Application Numérique :

$$T = 1,06 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3,00 \text{ s} \rightarrow S_a(T; \xi) = 2,5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 3,55 \text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_T = 3,55 \times 4\,148,37 \rightarrow F_T = 14\,726,7135 \text{ KN.}$$

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VII.5 : Forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4
FT (KN)	1 555,96	3 315,31	3 314,91	3 313,64	3 316,81
dT (m)	0,101	0,101	0,101	0,101	0,101

VII.4.4 Séisme Vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) et (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a b \mu L$$

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

L : longueur travée

μ : masse linéique du tablier

$$L = 35,6 \text{ m}$$

$$\mu = 23\,046,5 \text{ kg/ml}$$

$$b_c = 0,24 \text{ pour les culées}$$

$$b_p = 0,64 \text{ pour la pile P1 et P4}$$

$$b_p = 0,9 \text{ pour la pile P2 et P3}$$

$$a = 5,51$$

Alors L'action sismique verticale est :

$$R_c = 1\,084,97 \text{ KN}$$

$$R_p = 2\,893,254 \text{ KN}$$

$$R_p = 4\,068,638 \text{ KN}$$

VII.4.5 Vérifications des Appareils d'Appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par : **G + P + E + 0.4 ΔT + D + ΨQ**

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VII.4.5.1 Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1.16 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 13.26 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

VII.4.5.2 Stabilité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

$$P_c = 4.G.B.S^2.d/h \quad ; \quad S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$$

γ_s : le coefficient de sécurité ; γ_s = 3.

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : la charge critique de flambement.

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

H : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : le facteur de forme.

h_c : épaisseur totale du caoutchouc.

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc

Application Numérique :

$$S = 8,75$$

$$P_c = 7,37 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1.16 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \times P_u = 3.48 \leq P_c = 7.37 \text{ MN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

VII.4.5.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta_c$

La distorsion **δ** des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique **δ_c**.

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4 (\delta 0 - 0.7)(0.25-p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta c = 1.4 (1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = P_u/P_c$$

$$\delta 0 = c/T_b$$

$$\delta = d/T_b$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 300\text{mm}$).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

$$T_b = 45 \text{ mm}$$

$$p = 0.16 \leq 0.25 \rightarrow \delta c = 0.96$$

$$d = 0.012 \text{ m}$$

$$\delta = 0.27 < \delta c = 0.96 \rightarrow c \text{ est vérifiée.}$$

VII.4.5.4 Condition de non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$$

- **Application Numérique (Pile)**

$$N = 0.77 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.32 \text{ MPa. D'où : } f = 0.19$$

$$H = E_1 + H_{flv} + 0.4 H_T = 0.37 \text{ MN.}$$

$$0.37 < 0.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Application Numérique (Culée)**

$$N = 0.82 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.73 \text{ MPa. D'où : } f = 0.19$$

$$H = 0.42 \text{ MN.}$$

$$0.42 < 0.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

VII.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.5.1 Dimensionnement des d s d'appuis

D'après le document SETRA les dimensions en plan du d  d'appui présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Les dimensions (a_1 , b_1 , h) choisies sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.6 : Dimensionnement des d s d'appui.

Dimension	Partie poutre
	Appui d'une poutre
$a_1 = b_1$ (cm)	55
$h_{\min}$ (cm)	5
$h_{\max}$ (cm)	27

VII.5.2 Ferrailage des D s d'Appuis

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement ; les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées, placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui (2.5 cm d'enrobage).

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer $0.04 R$, tel que R est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré :

$$A_s = \frac{0.04 \times R}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83$ MPa

Les résultats de calculs ainsi que les barres choisies sont données au tableau ci-dessous :

Tableau VII.7 : Fretage des d s d'appuis.

Frettes	Partie poutre
	Appui d'une poutre
A_s (cm ²)	1.33
$\emptyset$ (mm)	3 HA8

VII.5.3 JOINT DE CHAUSSEE

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

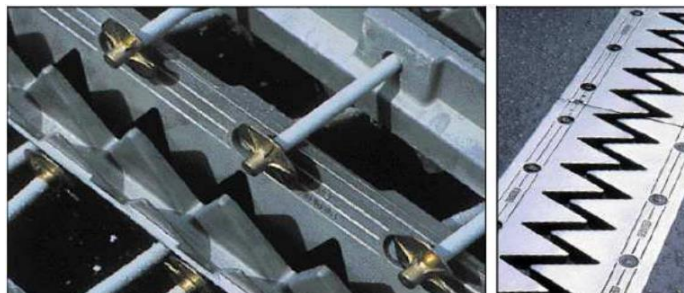


Figure VII.2 : Joint de chaussée.

VII.5.4 Calcul de Souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

Application Numérique :

$W_D = 0.0095$

$W_T = 0.0059$

$W_s = 0.084$

Donc : $W = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$.

VII.5.5 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 4 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau VII.8 : Modèles des joints Wd.

Type	Droit (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Dimensions en mm.

Dans notre cas l'ouvrage n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

VII.6 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

VIII.2.1 Conception de la pile /documents SETRA

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec sections circulaires, qui permet d'économiser la matière.

Tableau VIII.1:Implantation et hauteurs des piles.

Piles	Type Fondation	n Fût	D (m)	H _{moy} fût (m)	H _{moy} pile (m)
P1	Profonde	3	1.8	7,61	9.11
P2	Profonde	3	1.8	7,89	9.39
P3	Profonde	3	1.8	7,05	8.25
P4	Profonde	3	1.8	6,25	7.75

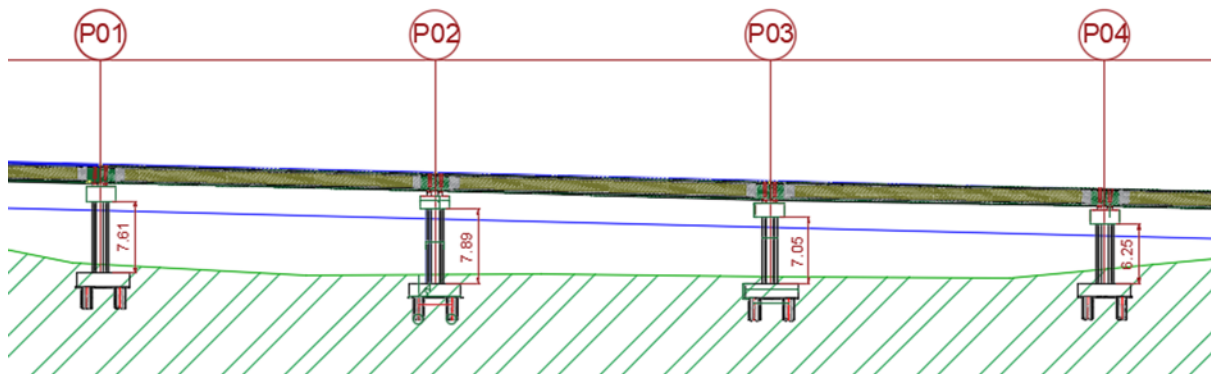


Figure VIII. 1 : Implantation et hauteurs des piles.

VIII.2.1.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0$: (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinal).

Tableau VIII.2 : Vérification du flambement des piles les plus hautes.

Appuis	Pile 01	Pile 02	Pile 3
l_f (m)	5.33	5.52	4.94
i_y (m)	0.63	1.87	1.70
i_x (m)	0.63	2.47	1.79
λ_y	12.76	10.88	26.75
λ_x	12.76	8.24	25.39
Observation	✓	✓	✓

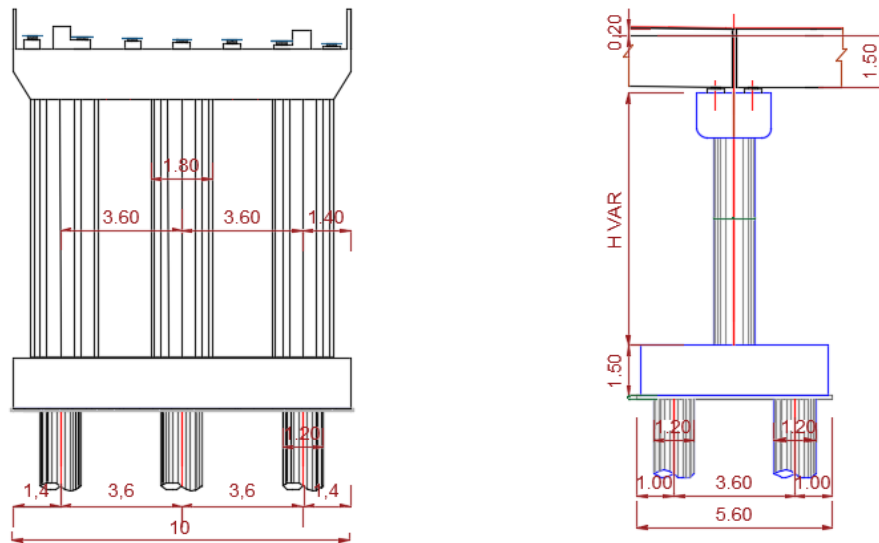


Figure VIII. 2 : Forme et dimensions des piles.

VIII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier juste la pile 2 (la plus haute).

VIII.2.2.1 Efforts statiques

Tableau VIII.3: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées de la pile 2.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	1 505,82	/	0,00	3,95	0,00	
Chevêtre	1 158,75	/	0,00	8,64	0,00	
G Tablier	8 204,55	/	0,00	9,39	0,00	
Hf+r	/	195,35	/	9,39		1 834,34
HT°	/	120,94	/	9,39		1 135,59
Somme	10 869,12	316,29	/	/	0,00	2 969,93

Tableau VIII. 4 : Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation de la pile 2.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
(Al)	1 651,43	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1 225,40	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1 144,16	/	0,00	/	0,00	/
D240	2 119,08	/	0,00	/	0,00	/
ST	106,80	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	86,81	/	9,39	/	815,12
Bc	/	180,00	/	10,88	/	1 958,40

VIII.2.3 Ferrailage des Eléments de la Pile

VIII.2.3.1 Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 10.30 m.
- La largeur : 3.00 m.
- L'épaisseur : 1.50 m.

➤ Dimensionnement à la flexion :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

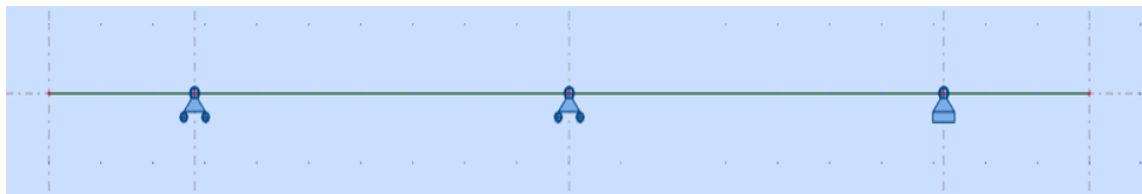
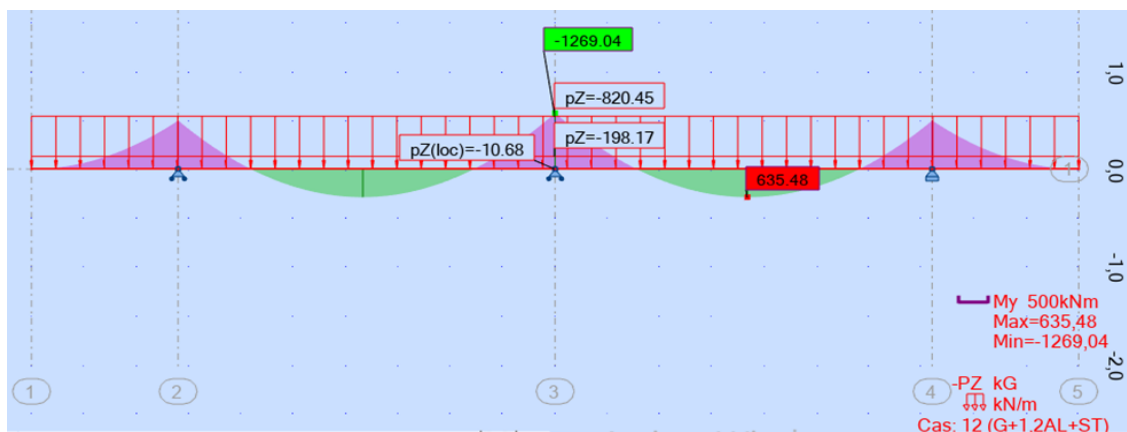


Figure VIII. 3 : Modèle de calcul.

Les résultats de modélisation obtenue sont présentés sur les figures ci-dessous :

Figure VIII. 4 : Les moments $M_{\max \text{ ELS}}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

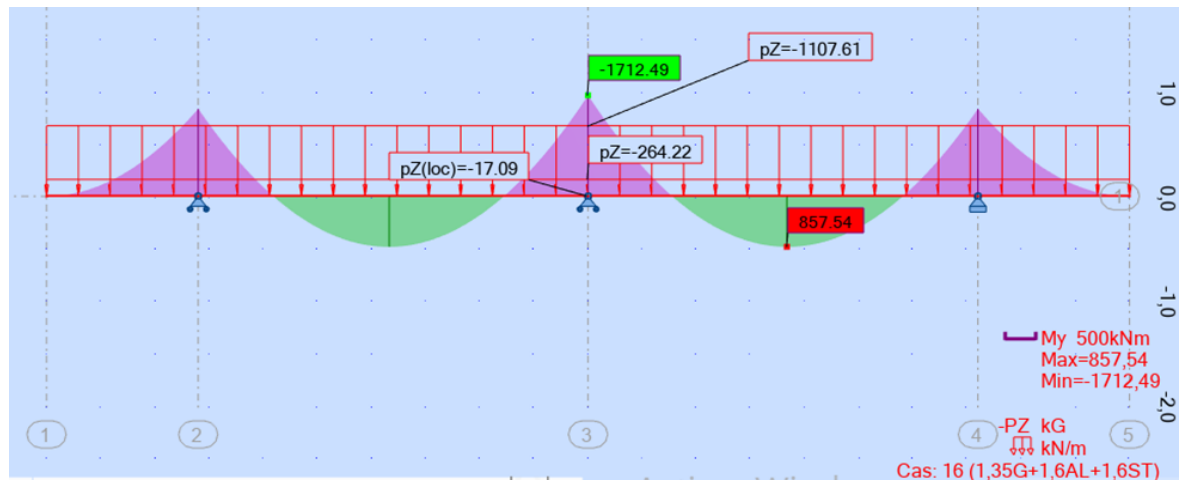
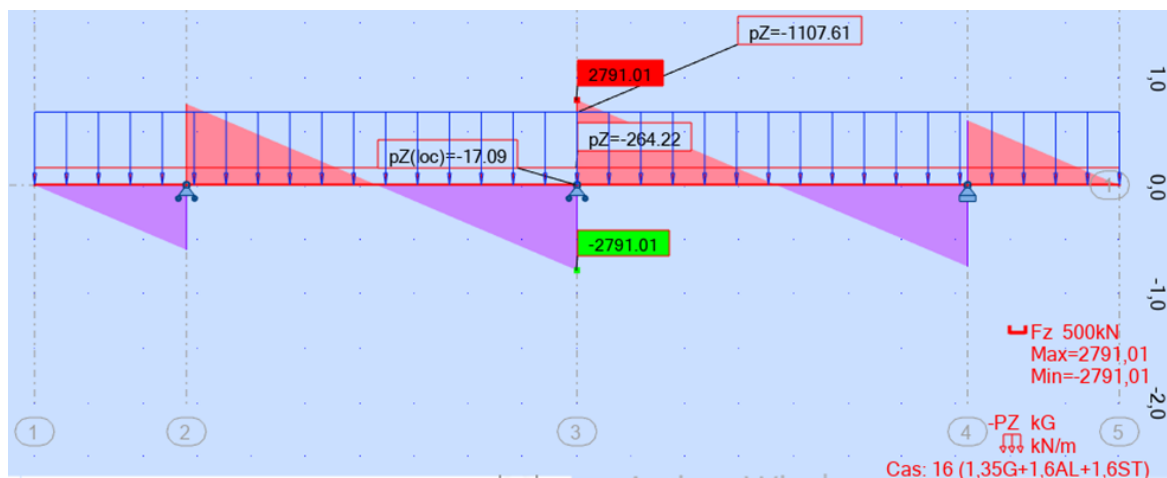
Figure VIII. 5: Les moments $M_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.Figure VIII. 6: Les efforts tranchants $T_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

Tableau VIII.5 : Ferrailage du chevêtre.

Sollicitations	M max ELS(KN.m)	M max ELU(KN.m)	T max ELU(KN)	As (cm ²)	Armatures	A's (cm ²)	Espacement (cm)
Sur Appui	1 269,04	1 712,49	2 791,01	50,3	19 HA20	58,9	15
Mi -Travée	635,48	857,54	/	36,6	19 HA16	37,7	15

➤ **Armatures transversales :**

$$T_{\max, ELU} = 2\,791,01 \text{ kN}$$

Avec Robot expert : 1 Cadre de HA12, esp = 10 cm dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante.

➤ **Dimensionnement à la torsion :**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55 \text{ m}$. Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si } L_c > \Phi + H_c$$

Application Numérique : $H_c = 1,5 \text{ m}$ $\Phi = 1,8 \text{ m}$ $L_c = 3 \text{ m}$ **$L_t = 3 \text{ m}$**

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

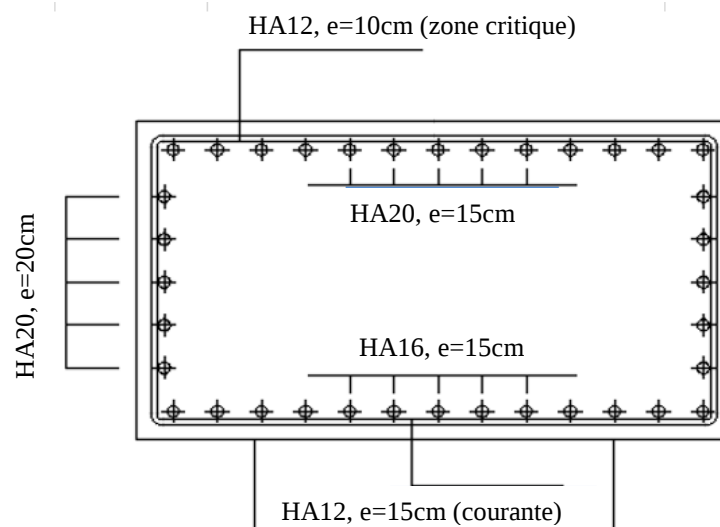
$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

 b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = h_c / 6$, C : moment de torsion maximal par ml. Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (h_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

La section de ferrailage est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

$$C = \max (C1 ; C2)$$

C1 : moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service.**P** : périmètre du chevêtre. **σ_a** : contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.**Application Numérique :** $C1 = 130,49 \text{ KN.m/ml}$ $C2 = 95,56 \text{ KN.m/ml}$ $\Omega = 3,44 \text{ m}^2$; $b_n = 0,25 \text{ m}$ $P = 8,5 \text{ m}$ $\sigma_a = 266,66 \text{ MPa}$ $A_s = 6,05 \text{ cm}^2$, On opte pour 5HA20 avec un espacement de 20 cm.**Figure VIII. 7 : Ferrailage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE).**

VIII.2.3.2 Etude des fûts

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D = 1,8 \text{ m}$.
- Hauteur moyenne : $7,89 \text{ m}$.
- Entraxe : $E = 1,48 \text{ m}$.

➤ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Les sollicitations les plus défavorables sont données à l'Annexe D.

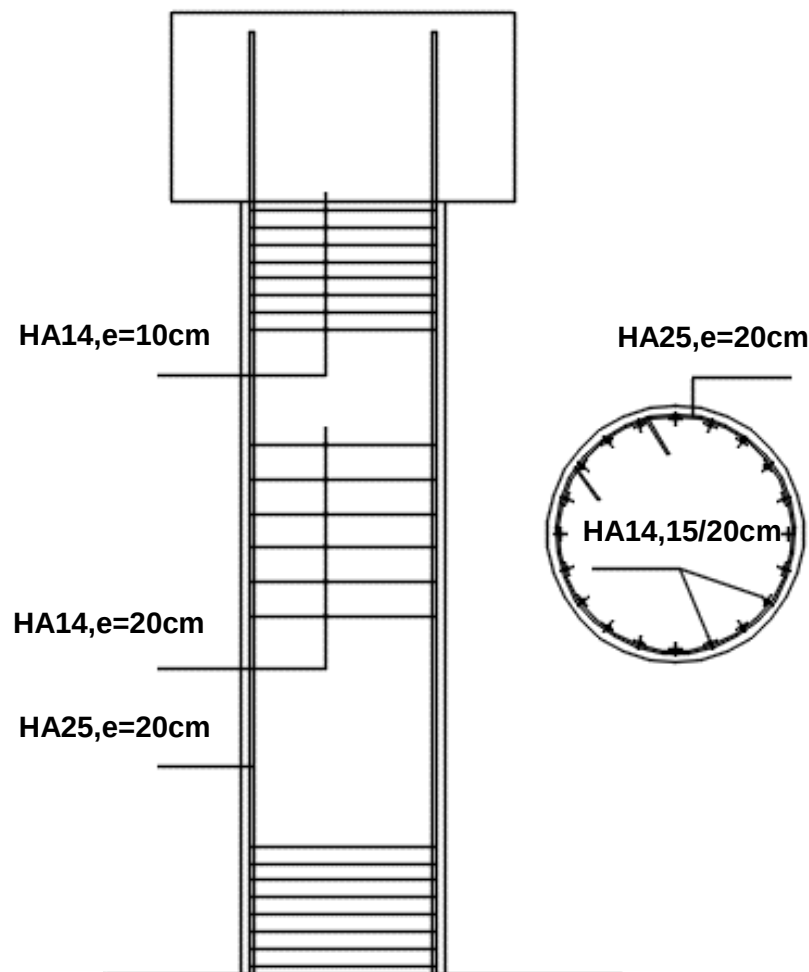


Figure VIII. 8 : Ferraillage du fût.

VIII.2.3.3 Etude de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H - 0.1\text{m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Entraxe des pieux $L = 3.6 \text{ m}$; Hauteur : $H = 1.50 \text{ m}$. Diamètre de fût $b = 1.8 \text{ m}$.

$$Tg \alpha = \frac{h}{\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{1,4 m}} \Rightarrow \alpha = 74,09 \geq 45^\circ$$

$$1,4 m > 1,35 m$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

Application Numérique :ml

$N_{\text{Max-ELS}} = 2\,920 \text{ KN};$

$N_{\text{Max-ELA}} = 1\,000 \text{ KN}$

$\sigma_{\text{ELS-a}} = 266.66 \text{ MPa} ;$

$\sigma_{\text{ELA-a}} = 500 \text{ MPa}$

$A_{s\text{-ELS}} = 31.29 \text{ cm}^2 ; A_{s\text{-ELA}} = 5.71 \text{ cm}^2$

Donc $A_s = 31.29 \text{ cm}^2$

On prend 12 HA20/ml e = 15 cm

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une Largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$.

- **Armatures longitudinales inférieures**

$A_{s1} = 15.64 \text{ cm}^2$; Soit :12T20/ml, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieure**

$A_{s2} = 10.43 \text{ cm}^2$; Soit :12T20/ml, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures longitudinales supérieures**

$A_{s3} = 7.82 \text{ cm}^2$; Soit :12T20/ml, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures latérales**

$A_{s4} = 3.13 \text{ cm}^2$; Soit :12T20/ml, avec un espacement de 15 cm.

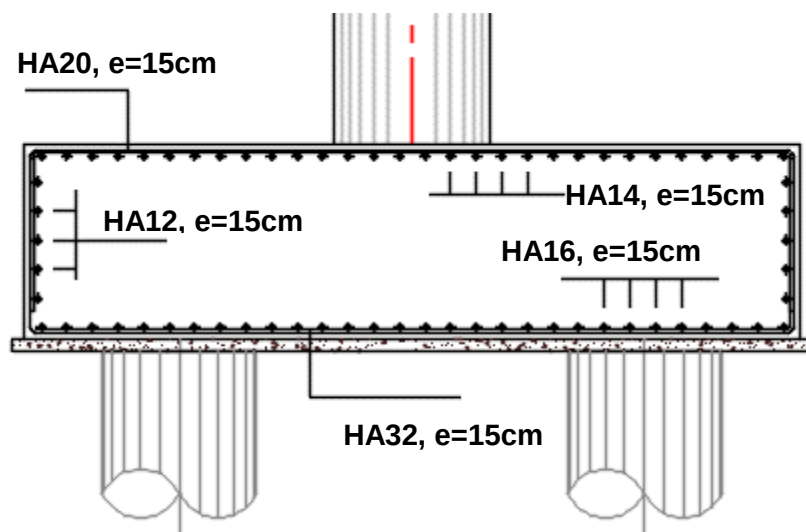


Figure VIII. 9: Ferrailage de la semelle.

VIII.2.3.4 Etude des pieux

➤ 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 vertical du au tablier et la culée :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

$N_{\max}$: l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 25 m.

➤ Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

B : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

E : module d'élasticité de béton.

I : moment d'inertie du pieu.

b : longueur du pieu.

Application Numérique :

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0,228 \text{ D'où : } \lambda L = 3,19$$

D'où, on tire les valeurs de (X_ϕ^H, X_ϕ^M) pour $\lambda \times L = 3,19$ à partir du tableau de WERNER.

$$3,19 \longrightarrow (1,18 ; 1,49)$$

Tableau VIII.6 : Valeurs de WARNER.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
X_{ϕ}^H	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
X_{ϕ}^M	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{\chi_{0P}}{\chi_{0M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ELS} = 279,7 \text{ KN.m} \\ M_{ELU} = 260,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage des pieux**Barres longitudinales :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$A_s = 113,12 \text{ cm}^2$; Soit : 24HA25 ; $e \text{ (m)} = 0,14 \text{ m}$

Cercles transversaux :

Avec Robot expert : 1 Cercle HA16, esp = 10 cm dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

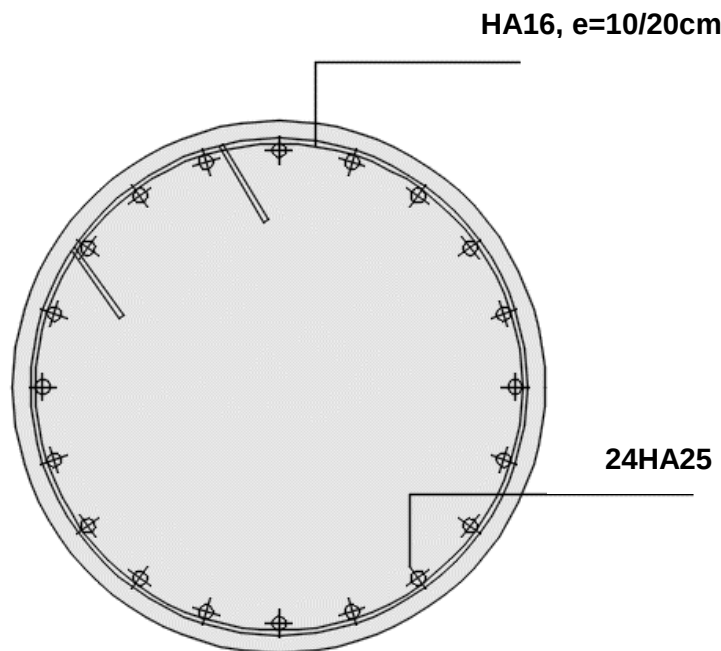


Figure VIII. 10: Ferraillage des pieux.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le pont et le milieu et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont Particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

Le calcul de la stabilité de la culée sera vérifié à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

VIII.3.1 Fonction des Culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

VIII.3.1.1 Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassement) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis.

VIII.3.1.2 Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

VIII.3.2 Conception des Culées

VIII.3.2.1 Choix de type de culée

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées, Les culées remblayées, Les culées creuses, Les culées en terre armée Les culées contrepoids

Le choix de type de la culée dépend essentiellement de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dès le stade des premières études, vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

VIII.3.2.2 Sollicitations sur la culée :

- Poids propre de la culée.
- Réaction d'appui du tablier dû à sa charge permanente.
- Poids des terres.

➤ Sollicitations horizontales :

- Effet du freinage.
- Poussée des terres : nous considérons que les terres sont dans l'équilibre de Rankine, elle s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur H de fiche de la paroi.

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma r \times H^2 \times L$$

γr : La densité du remblai, $\gamma r = 1.8 \text{ t/m}^3$.

Dans les conditions normales :

$$K_{ah} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec

$\varphi = \varphi^\circ$: Angle de frottement interne égal à 30° .

$K_{ah} = 0.33$.

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \delta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : L'angle de frottement interne (pour le remblai), $\varphi = 30^\circ$.

α : L'angle du talus avec l'horizontale, $\alpha = 0^\circ$.

β : Inclinaison de la culée, $\beta = 0^\circ$.

δ : L'angle de frottement remblai- culée (sol- béton), $\delta = 0^\circ$.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$.

K : coefficient caractérisant le séisme, $K^2 = K_H^2 + (1 \pm K_V)^2$.

$K_H = 0,2$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$K_V = 0,06$: accélération du séisme dans le sens vertical.

L'effort sismique horizontal : $HS = K_H \times G$.

L'effort sismique vertical : $VS = (1 \pm K_V) \times G$.

VIII.3.2.3 Prédimensionnement de la culée

Selon le livre « projet et construction des ponts » ; Les dimensions sont résumées dans le tableau et la figures ci-après :

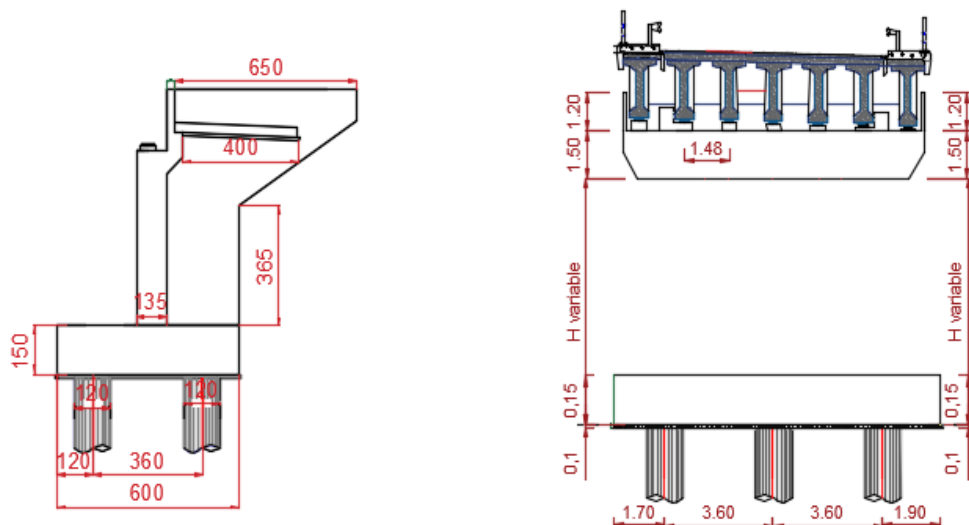


Figure VIII. 11: Dimensions de la culée.

Tableau VIII.7 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage Protéger le bout du tablier en retenant les terres. - Assurer la fixation du joint de chaussée.	$h_{m\text{gg}} = 2,26\text{m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0.30 \text{ m. } h/8) = 0.30 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{\text{M en retour}} = 8,8 \text{ m}$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 10 \text{ m}$ $e_{\text{sa}} = 0.22 \text{ m}$
Mur de front	Il sert à retenir les terres à l'arrière et recevoir les efforts normaux par le tablier. Il est soumis au poids propre des surcharges du remblai.	$e_{\text{mr}} = 1.1 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 4,43\text{m}$ $l_{\text{mr-culée}} = 10 \text{ m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.6 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 6,62\text{m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \min [6\text{m. Max } (3\text{m.} 0.6 \text{ hremblai})] = 8,8\text{m}$ $l_{\text{dt}} = 4\text{m}$ $e_{\text{dt}} = 0,9\text{m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 1.50 \text{ m}$ $L_s = 10 \text{ m}$ $l_s = 6.00\text{m}$
Corbeau	La partie sur laquelle prend appui la dalle de transition	$e_c = 0,4\text{m}$ $L_c = 10 \text{ m}$ $l = 1\text{m}$

VIII.3.3 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.8 : Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2 430,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur F	1 315,71	/	0,27	3,16	355,24	/
DDT	427,68	/	1,25	6,20	534,60	/
Mur en R	415,85	/	2,96	5,09	1 230,93	/
Corbeau	64,80	/	1,22	5,80	79,06	/
MGG	234,63	/	0,87	5,86	204,13	/
Poids des Terres Amont	3 112,20	/	2,05	4,35	6 380,01	/
Poussée des terres	/	1 963,08	/	2,71	/	-5 319,94
Poussée Sur 10kN/m²	/	268,29	/	4,07	/	-1 090,60
Somme	8 000,87	0	/	/	8 783,96	0

Tableau VIII. 9 : Evaluation des efforts provenant du tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
R_g	4102,28	/	1,52	/	6 235,46	/
R_(Al)	1228,93	/	1,52	/	1 867,98	/
R_{bc}	1127,20	/	1,52	/	1 713,34	/
R_{Mc120}	1088,95	/	1,52	/	1 655,21	/
R_{D240}	1789,60	/	1,52	/	2720,18	/
R_{ST}	53,40	/	1,52	/	81,17	/
H_{f+r}	/	95,37	/	5,93	/	565,52
H_{T°}	/	59,04	/	5,33	/	314,68
Frein Al	/	25,00	/	7,52	/	188,00
Frein Bc	/	150,00	/	3,00	/	450,00

VIII.3.4 Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

Tableau VIII.10 : Combinaison des efforts.

ELS	N	H	MH	MV	Δ M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T	11741,03	2093,87	-5656,21	14841,35	9185,14
G++0.6T+1.2Q	11741,03	2415,82	-6964,93	14841,35	7876,42
G+0.6T+1.2A(I)+ST	13269,15	2123,87	-5430,61	17180,33	11749,72
G+0.6T+1.2Bc+ST	13147,07	2273,868	-5116,21	16994,77	11878,56
G+0.6T+Mc120	12829,98	2093,87	-5656,21	16496,56	10840,35
G+0.6T+D240	13530,62	2093,87	-5656,21	17561,54	11905,33
ELU	N	H	MH	MV	ΔM
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	15998,89	2832,03	-6135,26	20035,83	13900,57
1.35G+0.9T+1.6Q	15998,89	3261,30	-7880,21	20035,83	12155,61
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	18050,62	2872,03	-5834,46	23154,46	17320,01
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	17887,85	3072,03	-5415,26	22907,05	17491,79
1.35G+0.9T+1.35Mc120	17468,97	2832,03	-6135,26	22270,36	16135,10

1.35G+0.9T+1.35D240	18414,84	2832,03	-6135,26	23708,08	17572,82
----------------------------	----------	---------	----------	----------	----------

VIII.3.5 Ferrailage des Eléments de la Culée

VIII.3.5.1 Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.

Charge	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	1 218,25	0	0,00	1,36	0,00	0
DDT	396,00	0	0,98	4,40	388,08	0
Corbeau	60,00	0	0,94	4,00	56,40	0
MGG	217,25	0	0,6	4,06	130,35	0
Poids des Terres Amont	3 112,20	0	2,91	4,97	9 056,502	0
Poussée des terres	/	2852,7228	0	1,80	0	-5134,901
Poussée Sur 10KN/m²	/	193,7034	0	2,70	0	-522,9992
Poussée Sur 10KN/m²	/	268,29	/	4,065	/	-1090,599
Efforts dus au tablier						
R_g	4 102,28	/	0,00	/	0,00	/
R_(Al)	1 228,93	/	0,00	/	0,00	/
R_{bc}	1 127,20	/	0,00	/	0,00	/
R_{Mc120}	1 088,95	/	0,00	/	0,00	/
R_{D240}	1 789,60	/	0,00	/	0,00	/
R_{ST}	53,40	/	0,00	/	0,00	/
H_{f+r}	/	95,37	/	5,93	/	565,52
H_{T°}	/	59,04	/	5,33	/	314,68
Frein Al	/	25,00	/	7,52	/	188,00
Frein Bc	/	150,00	/	3,00	/	450,00

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

• **ELS :**

$$M_{\max} = 526,78 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{cors}} = 1051,21 \text{ KN.m/ml.}$$

$$T_{\max} = 64,64 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{cors}} = 910,60 \text{ KN/ml.}$$

- **ELU:**

$$M_{\max} = 1096,16 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cors}} = 1376,32 \text{ KN.m/ml.}$$

$$T_{\max} = 622,69 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{cors}} = 1229,31 \text{ KN/ml.}$$

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.36) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

- **Section d'acier**

Avec Robot expert $AS = 11,4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 4HA20/ml ($AS1 = 12.57 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

- **Armature de constructions**

$AS' = AS/3 = 3,80 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 4HA14 ($AS' = 6,16 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales**

$$At = AS/4 = 4,52 \text{ cm}^2 ; \text{ donc : on opte pour 4HA12 (} AS = 5.65 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.5.2 Mur garde grève

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

➤ **Détermination des efforts :**

Poussée des terres : le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times h / 3 \text{ avec } P = 0,5 \times k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

On a:

$$K_{ah} = 0,33$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H = 2,26 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

Donc :

$$P = 15,17 \text{ KN/ml et } M_p = 11,43 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{\text{Pultime}} = 15,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Pservice}} = 11,43 \text{ KN.m}$$

Moment dû à la force de freinage du camion B_c :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'ELU}$$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'ELS}$$

$$P = 60 \text{ KN}$$

$$M_{F \text{ ultime}} = 90,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{F \text{ service}} = 68,23 \text{ KN.m}$$

➤ **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**

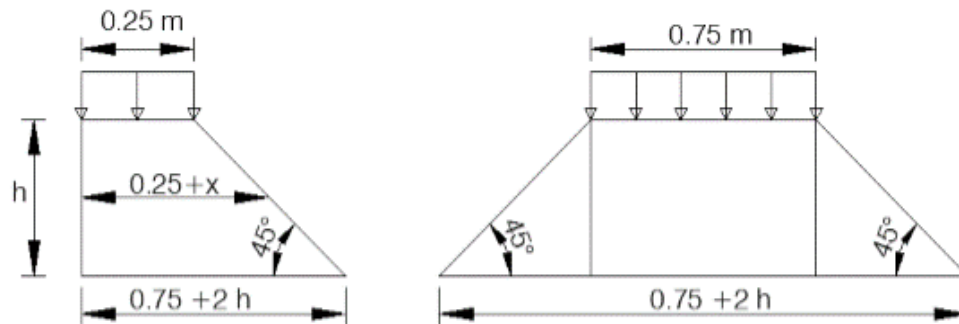


Figure VIII. 12: Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx, \text{ avec: } K = K_d \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

b_c : coefficient de pondération du système b_c ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

On a :

$$d = 1.072$$

$$k_a = 0.33$$

$$b_c = 1.2$$

$$\text{Alors : } K_u = 0,68$$

$$K_s = 0,51$$

$$M_P/K = 8,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pc_ultime} = 54,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pc_service} = 40,89 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaison d'action**

$$\text{A l'ELU: } M_u = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$$

$$M_u = 160,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_s = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$M_s = 120,55 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage de mur garde-grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir Annexe D).

- **Section d'acier**

Avec Robot expert $A_s = 28,9 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 10HA20/ml ($A_{s1} = 31,42 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

- **Armature de constructions**

$A_s' = A_s/3 = 9,63 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 9HA12 ($A_s' = 10,18 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales**

$A_t = A_s/4 = 7,22 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA12 ($A_s = 7,92 \text{ cm}^2$)

Avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.5.3 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

Longueur : $L = 8,8 \text{ m}$; Largeur : $H = 4,00 \text{ m}$; Epaisseur : $e = 0,30 \text{ m}$.

➤ Evaluation des efforts

Remblais : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$H = 0,9 \text{ m}$

- **Poids propre de la dalle :**

$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

$e = 0,3 \text{ m}$

- **Revêtement :**

$\rho_{\text{bb}} = 24 \text{ KN/m}^3$

$e = 0,08 \text{ m}$

- **Surcharges :**

$Q = 10 \text{ kN/m}^2$

Tableau VIII.12 : Sollicitations sur mur frontal.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	72,6	33
Revêtement	1,92	18,5856	8,448
Remblai	16,2	156,816	71,28
Surcharges	10	96,8	44

- **Combinaison d'action**

Les résultats de calcul du moment et de l'effort tranchant à L'ELS et L'ELU sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 75,24 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_{ELS} = V_G + 1.2 V_Q = 75,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 101.17 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 101.17 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage de Dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Section d'acier**

Avec Robot expert $A_s = 16,5 \text{ cm}^2$; On prend **6HA20/ml** ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$) /coté inférieur, esp = 20 cm.

- **Armatures longitudinales**

Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supe + barre inf), esp = 20 cm.

- **Armature de construction**

$A_s' = A_s/3 = 5,5 \text{ cm}^2$; Soit : **4HA14/ml** ($A_s' = 6,16 \text{ cm}^2$), esp = 20 cm.

- **Armature transversale**

$A_s' = A_s/4 = 4.125 \text{ cm}^2$; Soit : **4HA12/ml** ($A_s' = 4.52 \text{ cm}^2$), esp = 20 cm.

VIII.3.5.4 Corbeau d'appui de la dalle de transition

➤ **Evaluation des efforts :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Réaction due au poids des charges – Permanentes :**

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges permanente.

Alors :

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q = 25,62 \text{ KN/ml}$$

$$R_{Rem} = 51,24 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = 20 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison d'action**

$$R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = 75,24 \text{ KN.m/ml}$$

$$R_{ult} = 1.35R_G + 1.6 R_Q = 101,17 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage de Corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec Robot expert $A_s = 10,4 \text{ cm}^2$; On prend 4HA20/ml ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2$) /coté inférieur, $esp = 20 \text{ cm}$.

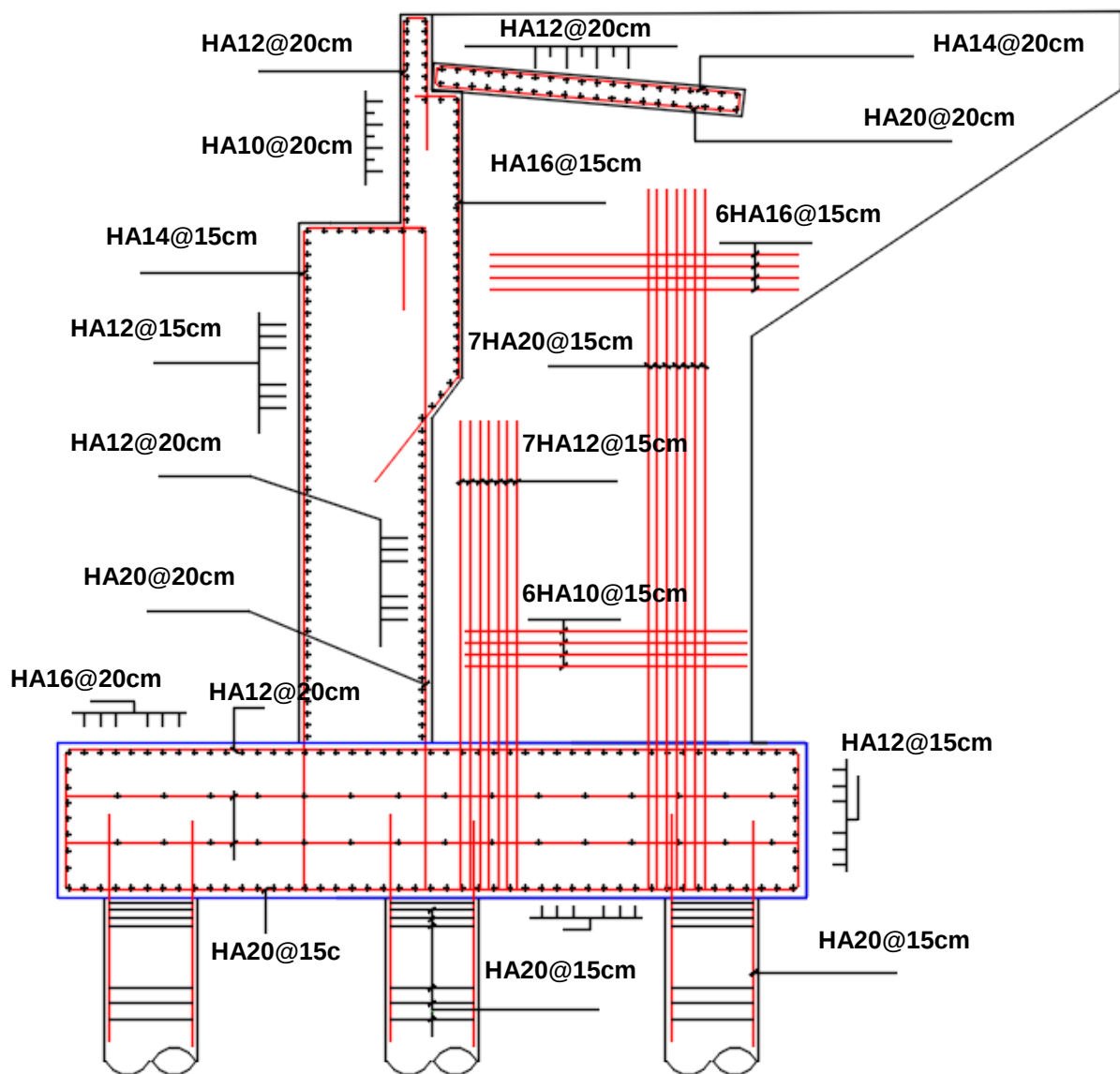


Figure VIII. 13: Ferraillage de la culée.

VIII.4 CONCLUSION

Ce chapitre représente l'une des étapes les plus importantes dans un ouvrage d'art, nous avons pris en compte les sollicitations statiques et dynamiques du site, pour dimensionner, ferrailler et vérifier les contraintes à l'ELS des éléments de l'infrastructure de notre ouvrage.

CHAPITRE IX

PONTS À POUTRES

PRAD/VIPP

IX.1 INTRODUCTION

Un projet de pont ne peut être établi que par un ingénieur expérimenté possédant une solide culture technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées inférieures à 50 m. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place adaptés sont justifiés.

On distingue deux types de tables, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (**PRAD** ; **PR**écontrainte par **AD**hérence) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension (**VIPP** ; **VI**aduc à travées **IN**dépendantes à **P**outres **PR**éfabriquées précontraintes par post-tension), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

IX.2 PONTS A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION



Figure IX.1: Ponts à poutres précontraintes par post-tension

Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui.

Les entretoises intermédiaires ne sont plus de mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi de méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

La dalle sous chaussée peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (prédalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors préfabriquées dans leur section complète), et dotée d'une précontrainte transversale ou simplement armée (figure **a**), ou sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite (figure **b**).

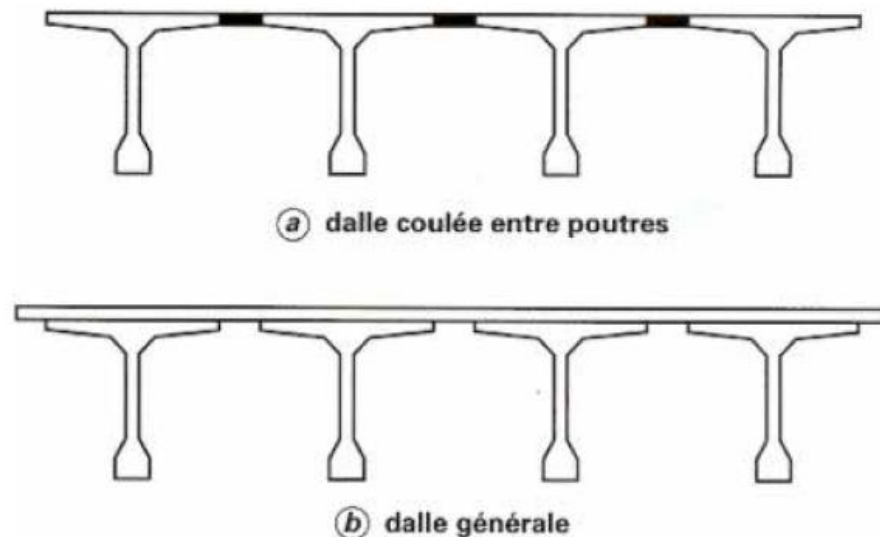


Figure IX.2 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes.

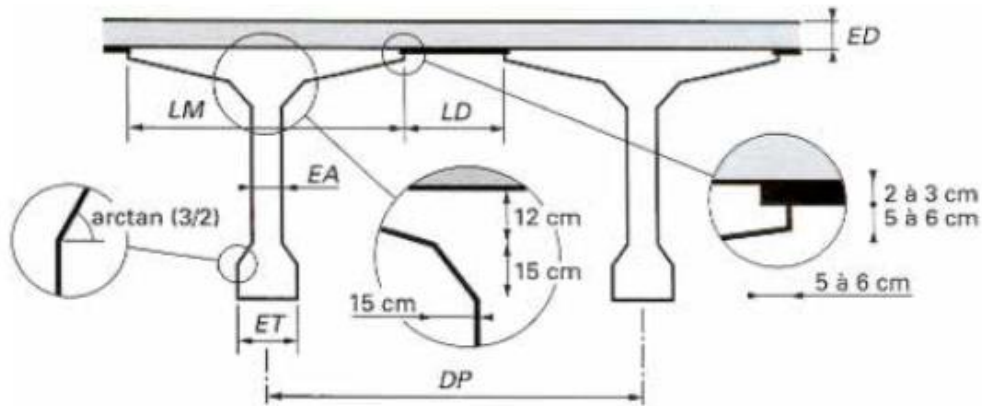
Ces deux conceptions présentent à la fois des avantages et des inconvénients : seul le concepteur peut effectuer un choix motivé pour chaque projet particulier.

Le nombre et l'espacement des poutres en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées ; la tendance actuelle correspond à une distance entre axes comprise entre 2,50 et 3,50 m environ (4 m dans des cas exceptionnels) ; la dalle sous chaussée présente alors une épaisseur allant de 18 à 20 cm. L'élancement usuel H/L , égal au rapport de la hauteur H des poutres à la portée L d'une travée, se situe entre 1/16 et 1/17 en l'absence de contraintes particulières.

Ces valeurs s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35 réalisé avec un ciment de type CPA dosé à 400 Kg/m³. Le recours à des bétons à hautes performances est possible mais ne présente guère d'intérêt s'il s'agit de réduire la hauteur des poutres (bien que des élancements de 1/20 à 1/22 soient facilement réalisables), car cette réduction entraîne une augmentation de l'effort de précontrainte et un renforcement des talons. Il est, par contre, intéressant s'il permet de réduire le nombre des poutres pour une quantité d'aciers de précontrainte équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel. De plus, en atmosphère agressive, le béton à hautes performances garantit à l'ouvrage une meilleure durabilité. Les principaux éléments de dimensionnement des sections transversales sont rassemblés sur la figure qui suit.

Les ponts à poutres sont bien adaptés aux franchissements droits et rectilignes. Mais ils fournissent également une solution intéressante lorsque la voie portée est courbe, ou présente un biais géométrique, ou encore est de largeur variable. Pour réaliser un ouvrage courbe, toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique : la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rive et les têtes de piles sont de forme trapézoïdale en plan. Cependant, le rayon de courbure ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée compte tenu de la flèche maximale admissible du débord variable. Dans les ponts biais, toutes les poutres d'une même travée ont également une longueur identique et les entretoises aux extrémités des travées sont disposées suivant le biais, même si leurs amorces éventuelles à l'extérieur des poutres de rive (lorsque les entretoises sont précontraintes) gagnent, sur le plan esthétique, à être disposées perpendiculairement aux âmes de poutres.

Les talons des poutres étant plus comprimés que les tables supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel provoque une déformation du tablier vers le haut à long terme ; il convient de confectionner les poutres avec une contre-flèche appropriée « vers le bas ». De plus, afin de limiter le nombre de joints de chaussée, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles : cela revient à permettre les rotations relatives au droit des appuis.



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

Figure IX.3 : Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint

IX.3 PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR PRE-TENSION



Figure IX.4 : Vue générale d'un ouvrage PRAD.

Les tabliers constitués de poutres préfabriquées précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres car la mise en place des poutres peut s'effectuer au moyen de grues courantes, sans exiger la mise en œuvre d'un matériel spécifique onéreux.

Lorsque le pont franchit une voie de circulation, le trafic peut être maintenu, à l'exception de coupures très brèves au moment de la mise en place d'une poutre.

La qualité d'exécution offre une bonne garantie, liée aux avantages de la préfabrication en usine. De plus, par rapport à une préfabrication sur chantier, le rebut d'une poutre dont le béton ne présente pas la résistance escomptée est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle (ou l'acceptation à contre-cœur) d'un béton in situ n'ayant pas les qualités requises. La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.

Les poutres ont une section rectangulaire ou en I. Leur espacement varie de 60 à 100 cm et elles sont solidarisiées par une dalle générale coulée en place sur des dalles en mortier de fibres ou des prédalles en béton armé :

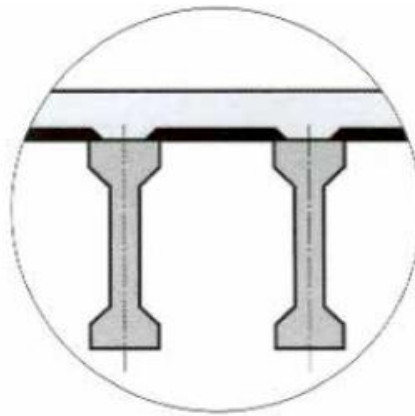


Figure IX.5 : Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré-tension

Elles sont généralement confectionnées à partir d'un béton traditionnel dosé à 400 Kg /m³ de ciment CPA 400 ou CPA 500, permettant d'obtenir une résistance caractéristique de 30 MPa alors du relâchement des armatures, et de 42 MPa à 28 jours. La dalle a une épaisseur comprise entre 16 et 20 cm selon la distance séparant les axes des poutres et la nature du coffrage employé.

Le plus souvent, les poutres forment des travées isostatiques ; ce schéma a l'avantage d'une grande simplicité, et le pont est insensible à d'éventuels tassements d'appuis. Cependant, dans le cas de plusieurs travées, il peut être économique de réaliser la continuité des travées : continuité « géométrique » au niveau de la dalle (afin de limiter le nombre de joints de chaussée) ou véritable continuité « mécanique », par coulage sur appui d'un chevêtre incorporé au tablier, solidaire des poutres et du hourdis. Mais l'expérience a montré que cette continuité (sous charges d'exploitation) n'est pas totale. Si H_t désigne la hauteur totale du tablier, dalle comprise, et L la portée de sa travée déterminante, l'élancement moyen des tabliers à poutrelles précontraintes est tel que :

$$\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$$

IX.4 COMPARAISON

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à 30 m en précontraintes par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension.

Le tableau suivant présente les différents paramètres de comparaison entre deux procédés de précontrainte par pré- et post- tension :

Tableau IX.1 : Comparaison de précontrainte par pré et post tension.

	Post- tension	Pré tension
Mode et lieu de fabrication	Préfabrication ou coules sur place (in site)	Préfabrication en usine ou sur chantier
Type d'acier	Fils lisses, fils non lisses, ou torons	Fils adhérentes ou torons
Trace des armateurs	Droite ou courbe	Droite ou ligne brisée
Adhérence obtenue	Après injection des gaines.	Des détentions des aciers
Avantage	Trace le mieux adapte aux sollicitations ou au mode construction, construction en place et définitive	Pas des gaines, pas d'encrage, bonne protection contre la corrosion, une seule mise en tension pour plusieurs poutres, rapidité d'exécution
Inconvénients	Poses des gaines, enfilage des câbles, injection des gaines, mise en tension dans des conditions de chantier quelque fois difficile	Pas de câbles courbes, pas d'arrêt de câbles en cours de travée, transport de pièces plus moins longue sur des trajet plus ou moins grands

IX.4.1 Avantages de la pré-tension par rapport à la post tension

- Certains profils de poutres présentent des formes élaborées, visant à tirer le meilleur parti de la matière et bien entendu de la préfabrication. Ils nécessitent des coffrages relativement complexes et permettant néanmoins d'obtenir des parements de qualité.
- La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.
- La préfabrication entraîne de plus une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage puisque les poutres peuvent être réalisées en temps masqué, indépendamment du reste du chantier.
- Pour autant que le niveau de résistance requis pour le béton des poutres soit compatible avec la production habituelle de l'usine, on peut s'attendre à une régularité des résistances mesurées, tant aux jeunes âges qu'à vingt - huit jours.

IX.4.2 Inconvénient de la pré-tension par rapport à la post tension

Le mode de fabrication des poutres, qui sont réalisées sur des bancs de préfabrication de grande longueur, nécessite un fond de moule horizontal, ce qui ne permet pas de compenser la contre flèche due aux effets de la précontrainte par une flèche initiale du coffrage, comme dans le cas des poutres précontraintes par post tension. Cela a pour effet d'accroître, surtout si la durée de stockage est longue.

IX.4.3 Inconvénient de la post tension par rapport à la pré-tension

Les différentes travées sont reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituent le principal inconvénient de ce type de structure.

Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.

IX.4.4 Comparaison des résultats de calcul d'un pont étudié avec les deux technologies

On a pris comme exemple pour cette comparaison les résultats de PFE de « étude comparative d'un tablier a poutre précontrainte par Post-tension et Pré tension –ENSTP-promo 2008 »

Tableau IX.2: Tableaux comparatives des résultats de calcul entre post tension et pré-tension.

	Post tension	Pré tension
L'effort de précontrainte	Effort plus grand que celui de la pré tension car le béton atteint sa résistance maximale	Effort moins que celui de la post tension car le béton n'a pas atteint sa résistance maximale
Pertes de tension	La somme des pertes plus grand que celui de pré-tension	La somme des pertes moins que celui de post-tension
Les contraintes	Les conditions sont vérifiées	Pour les fibres inférieures, ne vérifie pas car le béton n'a pas atteint sa résistance maximale et l'effort de précontrainte est faible
Gaines	Les gaines sont conçues pour enfiler les câbles de précontrainte et d'assurer l'adhérence avec le béton en injectant le coulis de ciment	Les gaines sont conçues pour diminuer l'excès de la contrainte.

IX.5 CONCLUSION

Cette recherche bibliographique nous a permis de ressentir les avantages et les inconvénients de chaque mode de réalisation de la précontrainte dans les ponts à poutres PRAD ou VIPP, en concluant qu'aucun n'est favorable à l'autre qu'après prendre en compte les exigences fonctionnelles et naturelles de projet.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'élève- ingénieur. Ce projet nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises durant les cinq ans de formation dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation en vigueur, les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post-tension.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de précontrainte ainsi le calcul numérique pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève-ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

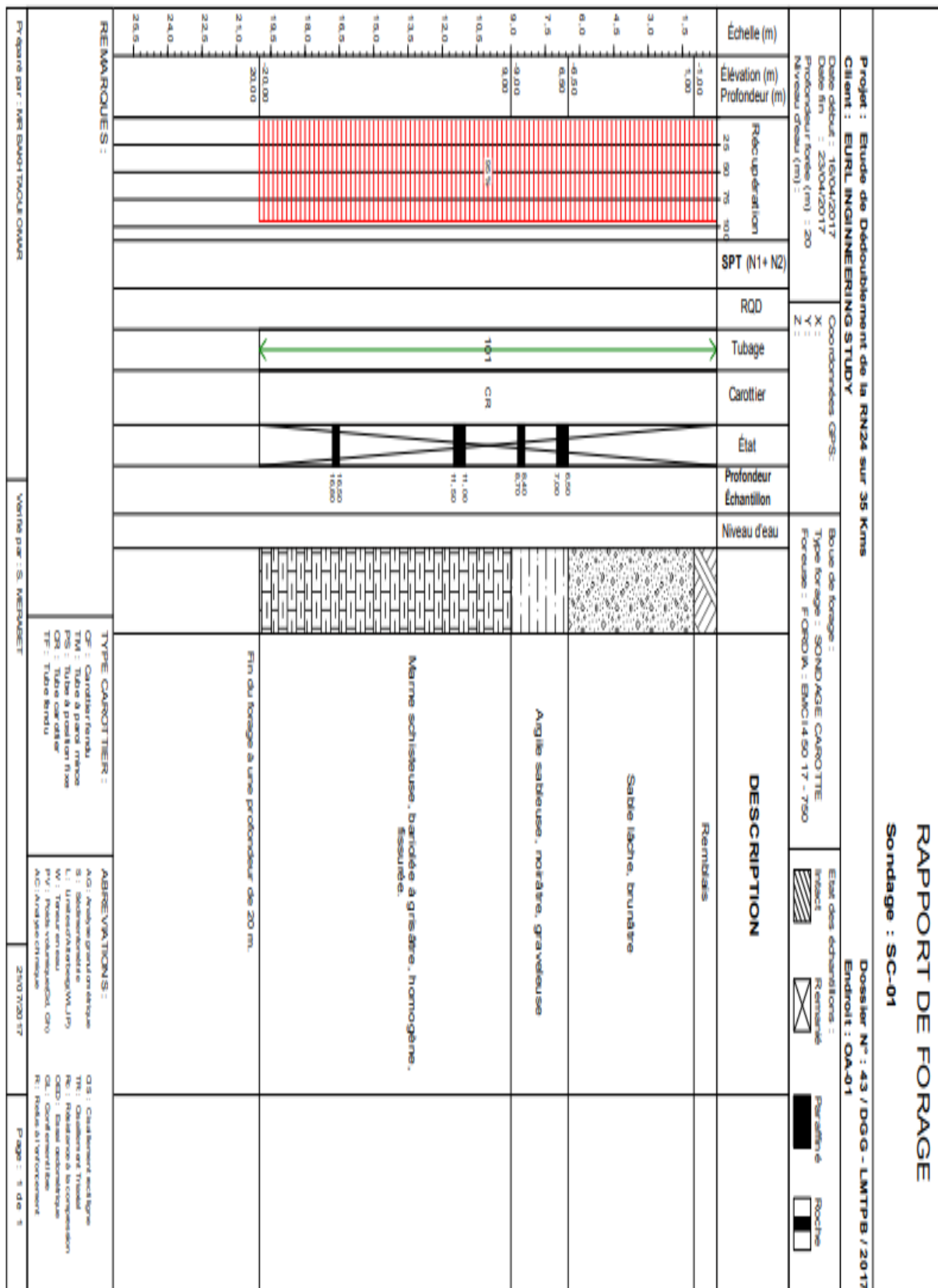
BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2019/2020.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [9] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [10] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Edition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [11] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [12] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [13] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [14] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2019/2020
- [15] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [18] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC
- [19] : Mongi BEN OUÉZDOU, COURS OUVRAGES D'ART, Tome 1 : Conception, ENIT, BP 3, Belvédère 1002 Tunis
- [20] : Mémoire PFE de conception et étude du viaduc v1 du pk 6+728 au pk 6+973 de la pénétrante reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest, ENSTP, 2020/2021
- [21] : Mémoire PFE de : » étude comparative d'un tablier à poutre précontrainte par post-tension et pré tension, ENSTP ,2008. »

ANNEXES A.
RESULTATS DES
ESSAIS
GEOTECHNIQUES

EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE





Sondage carotté SC N°01
 Caisse N° 01 / 04
 Profondeur : 0.00 à 5.0 m



Sondage carotté SC N°01
 Caisse N° 02 / 04
 Profondeur : 5.0 à 10.50 m



Sondage carotté SC N°01
 Caisse N° 03 / 04
 Profondeur : 10.50 à 15.50 m

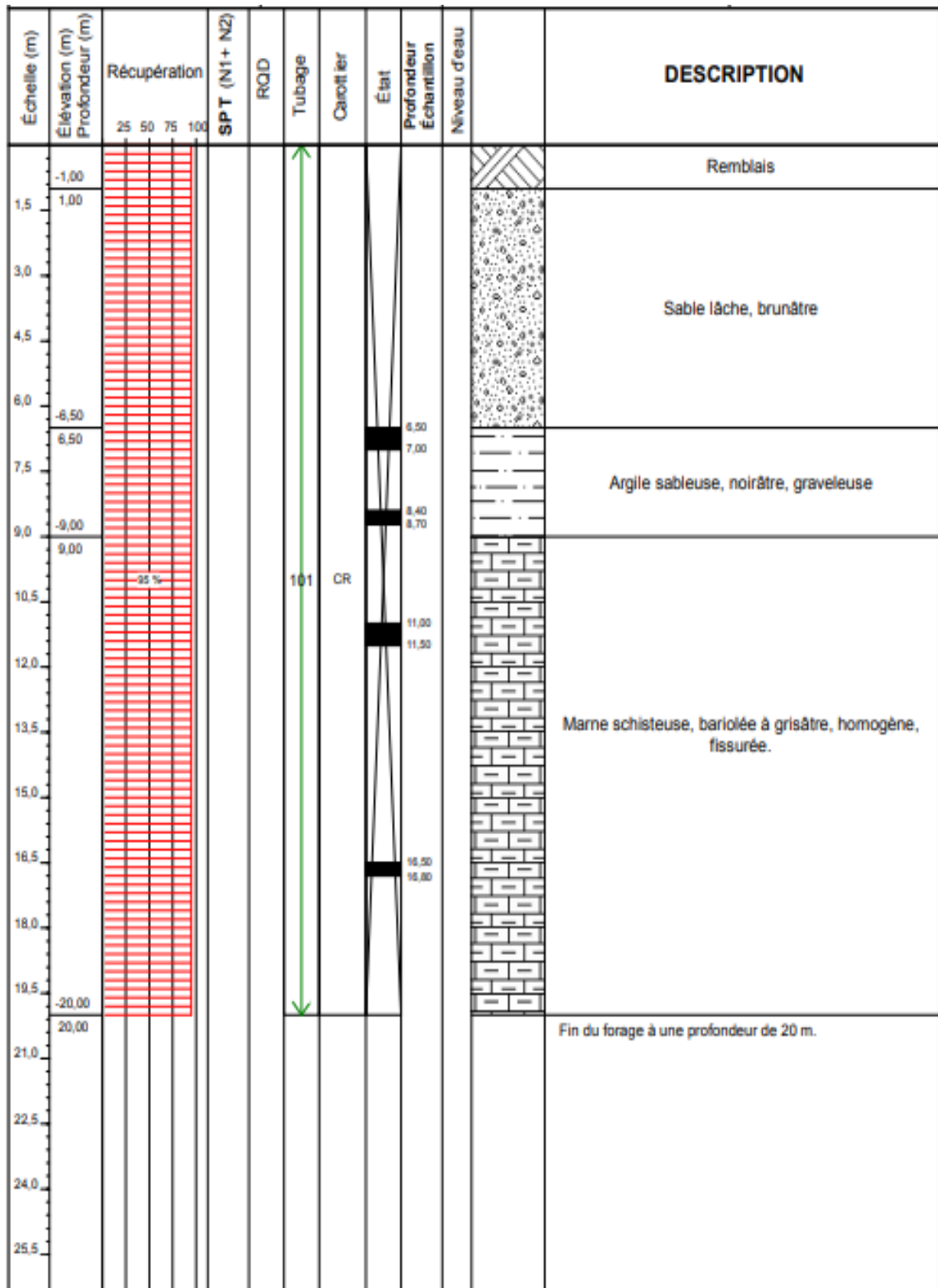


Sondage carotté SC N°01
 Caisse N° 04 / 04
 Profondeur : 15.50 à 20.0 m

Résultats des essais de laboratoire du sondage carotté SC-01 (OA-1)

N° Sondage		SC N°01 (OA1)			
Profondeur (m)		6.50 / 7.0	8.40 / 8.70	11.0 / 11.50	16.50 / 16.80
Essais d'identification physique	Densité sèche (t/m ³)	1.47	1.53	1.64	1.72
	Densité humide (t/m ³)	2.03	2.06	2.02	2.07
	Teneur en eau pondérale (%)	38.47	34.78	23.12	19.715
	Degré de saturation (%)	123.99	122.64	96.43	93.26
	Granulométrie (%)	Dmax	10.0 mm	5.0 mm	5.0 mm
		5 mm	97.12	98.05	100
		2 mm	95.27	95.12	99.79
		0.08 mm	86.37	76.36	98.10
		25 µ m	68.14	57.45	87.44
		2 µm	44.62	35.55	62.65
Essais mécaniques	Limites d'Atterberg (%)	WL	89	64	59
		WP	33	23	26
		IP	56	41	33
		IC	0.90	0.71	1.08
		IC	0.90	0.71	0.54
	Essai oedométrique	Pc (Bar)	-	3.11	2.51
		CC (%)	-	21.97	17.51
		Cg (%)	-	2.79	5.45
	Cisaillement rectiligne	C (Bar)	0.38	0.54	0.58
		Φ (°)	13.49	17.54	10.12
Essais chimiques	PH		7.08	-	7.01
	Chlorures (%)		0.7978	-	0.7464
	Sulfates (Mg/Kg)		Trace	-	Trace

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE



Sondage n° : SP-01

Profondeur Essai : 20 m

Coordonnées GPS :

X :

Y :

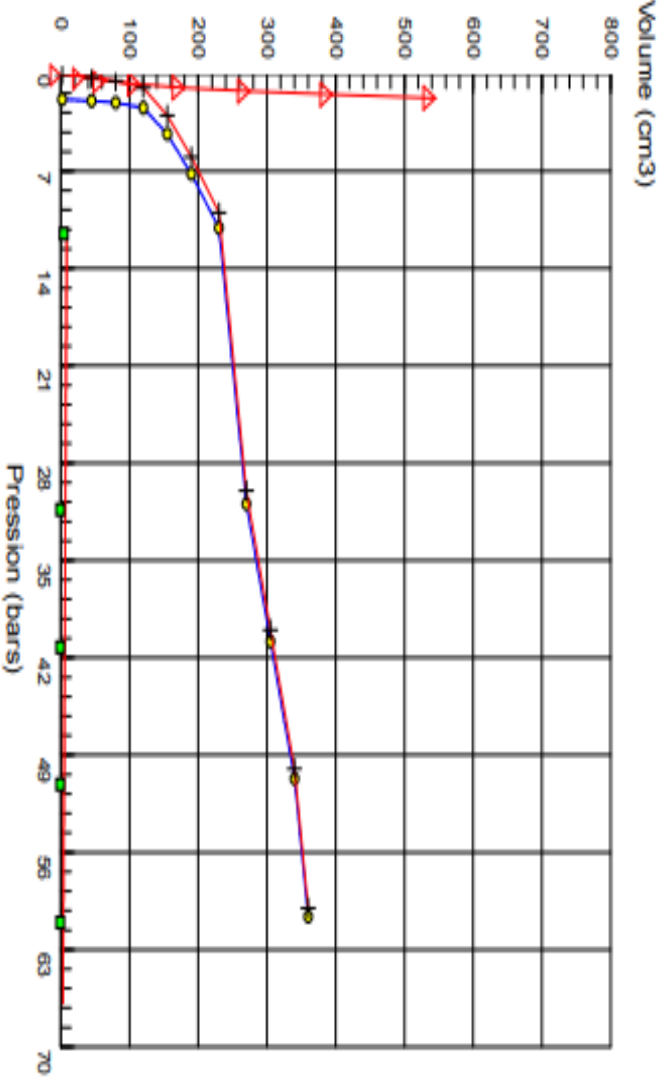
Z :

Date essai : 11/04/2017

Volume de la sonde <V/s> (cm3) : 750

Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,5

Profondeur nappe / T.N (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 1059,84 bar
Pression limite : PL = 79,13 bars
Pression de fluage : Pf = 60,65 bars

- △ : Courbe d'étalonnage.
- ○ : Courbe corrigée.
- ■ : Courbe de fluage.
- : Courbe brute.

Pi. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pi. corrigée (bars)
0,00	0	2	1,84
0,25	30	45	1,95
0,50	70	80	2,08
1,00	105	120	2,45
3,00	145	155	4,33
6,00	180	190	7,21
10,00	220	230	11,08
30,00	265	270	30,95
40,00	300	305	40,83
50,00	335	340	50,71
60,00	355	360	60,65



Photo (01) : Vue générale du site destiné à recevoir le projet



Photos (02) et (03) : Réalisation des Sondages carottés sur le site du projet SC-1 et SC-2

ANNEXE B

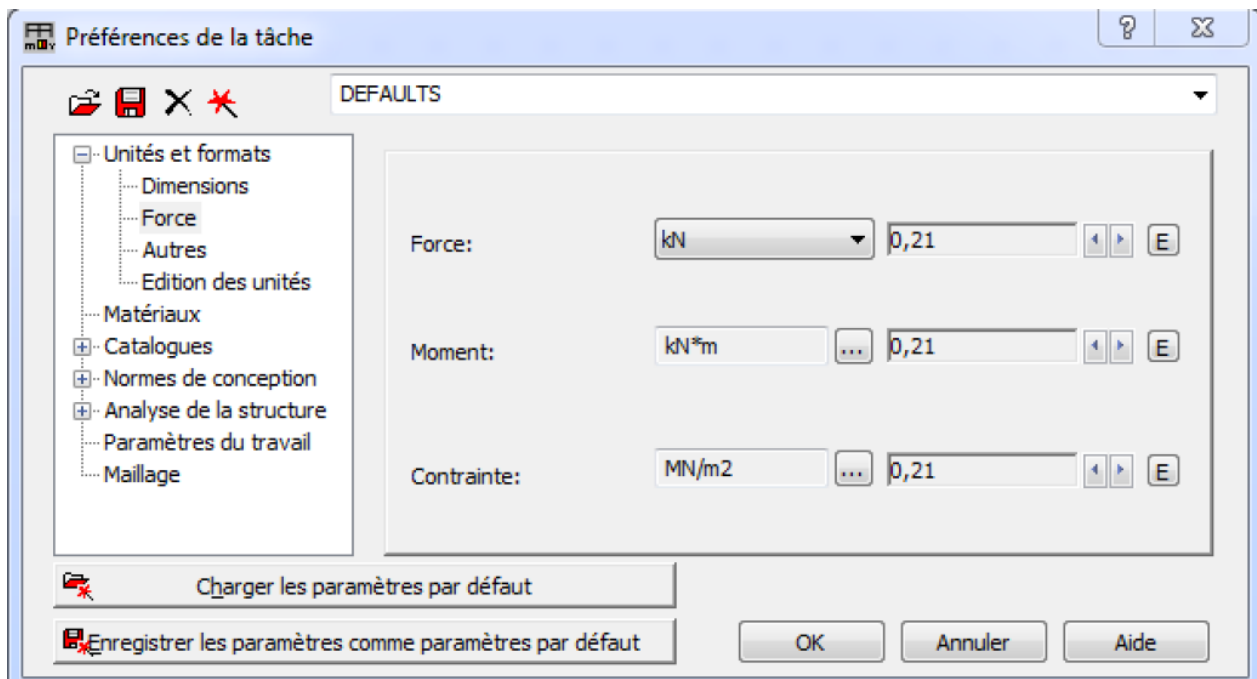
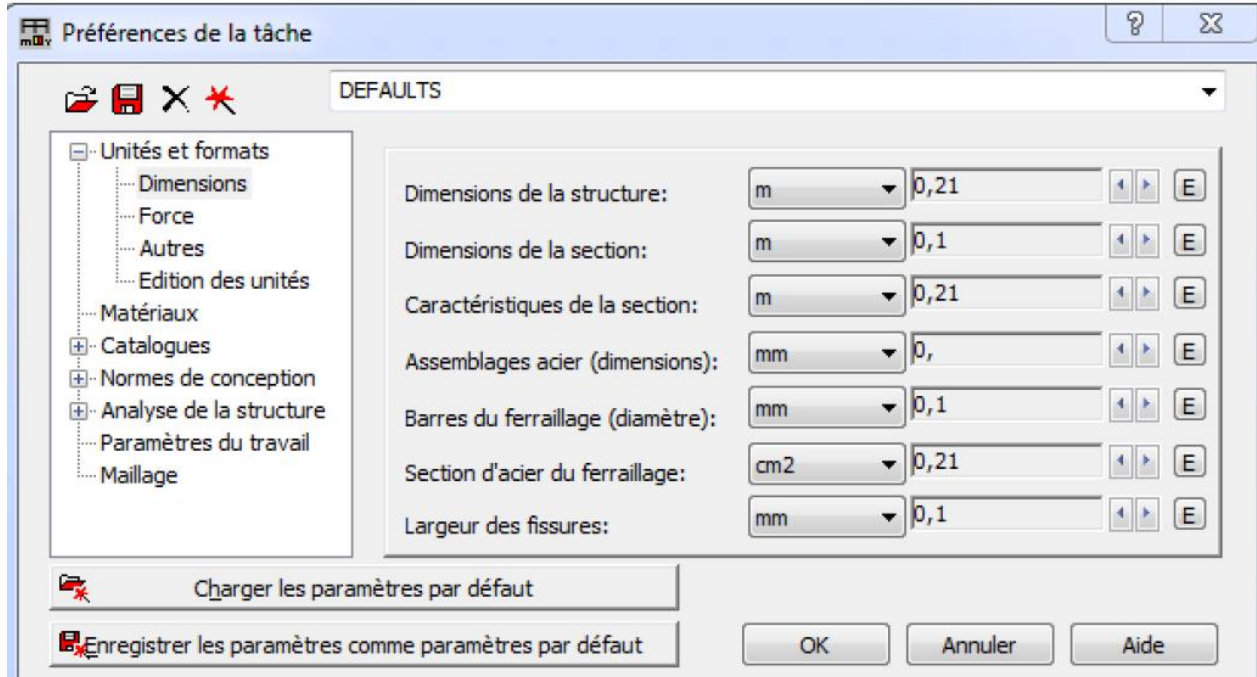
MODÉLISATION SUR

ROBOT ANALYSES

❖ ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2014 :

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau :



Définition du matériau

Acier Béton Aluminium Bois Autres

Nom: **BETON** Description: **Defaut**

Elasticité

module de Young E: 32000,00 (MPa)

coefficient de Poisson ν : 0,2

module de cisaillement G: 13300,00 (MPa)

Résistance

Caractéristique 25,00 (MPa)

Échantillon: **Cylindrique**

Densité: 35,00 (kN/m³)

Expansion thermique: 0,000010 (1/°C)

Coefficient d'amortissement: 0,04

Ajouter Supprimer OK Annuler Aide

Ensuite, on dessine les lignes de construction.

Lignes de construction

Nom: **Lignes de construction**

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X	Y	Z
Position:	Répéter x:	Espacement:
55.005 (m)	0	1 (m)

Libellé	Position
1	0.000
2	0.500
3	1.200
4	2.200
5	33.100
6	34.100
7	35.100
8	35.600

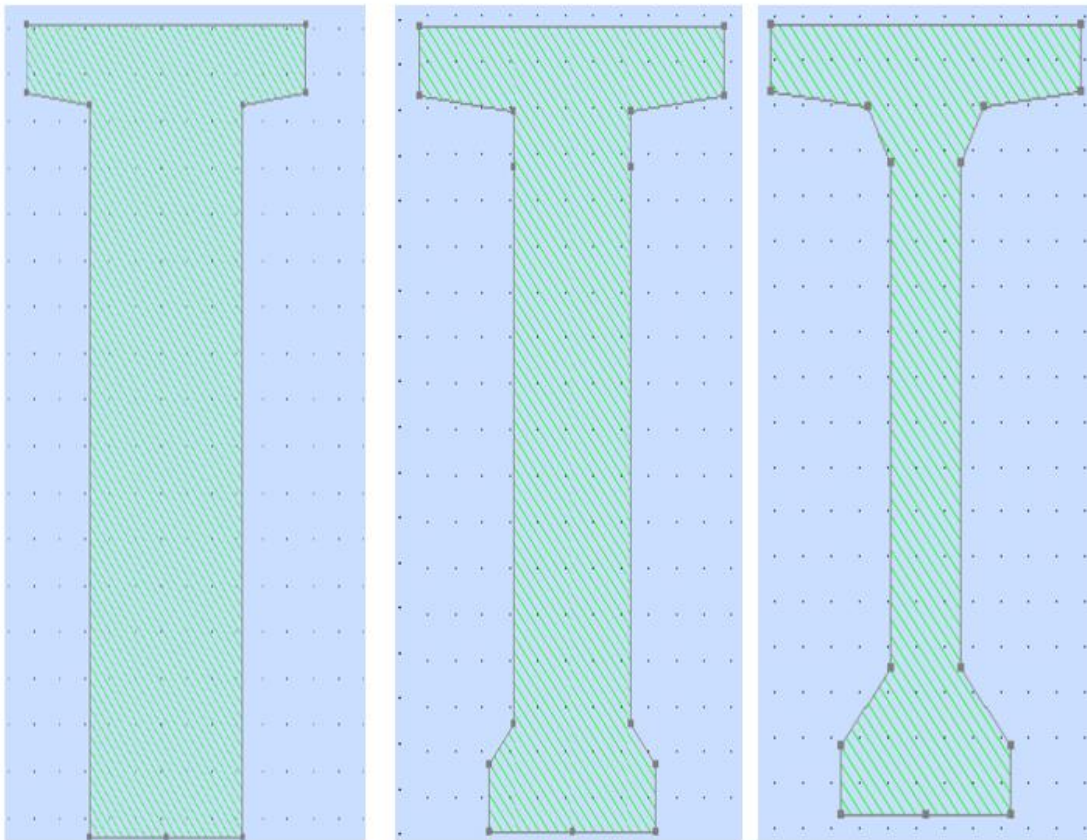
Ajouter Supprimer Supprimer tout Gras

Libellé: 1 2 3 ...

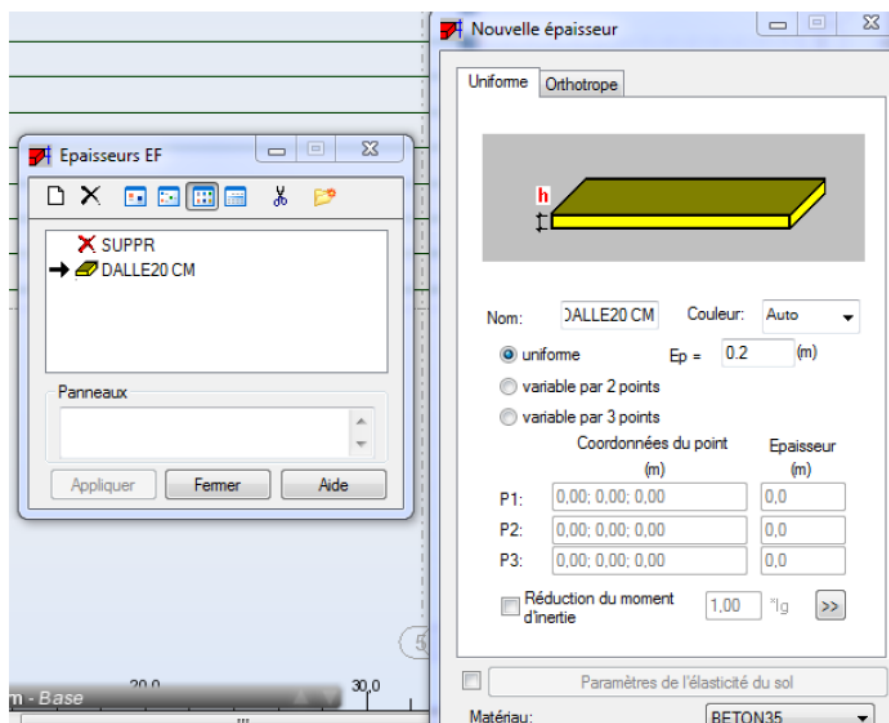
Nouveau Gestionnaire de lignes

Appliquer Fermer Aide

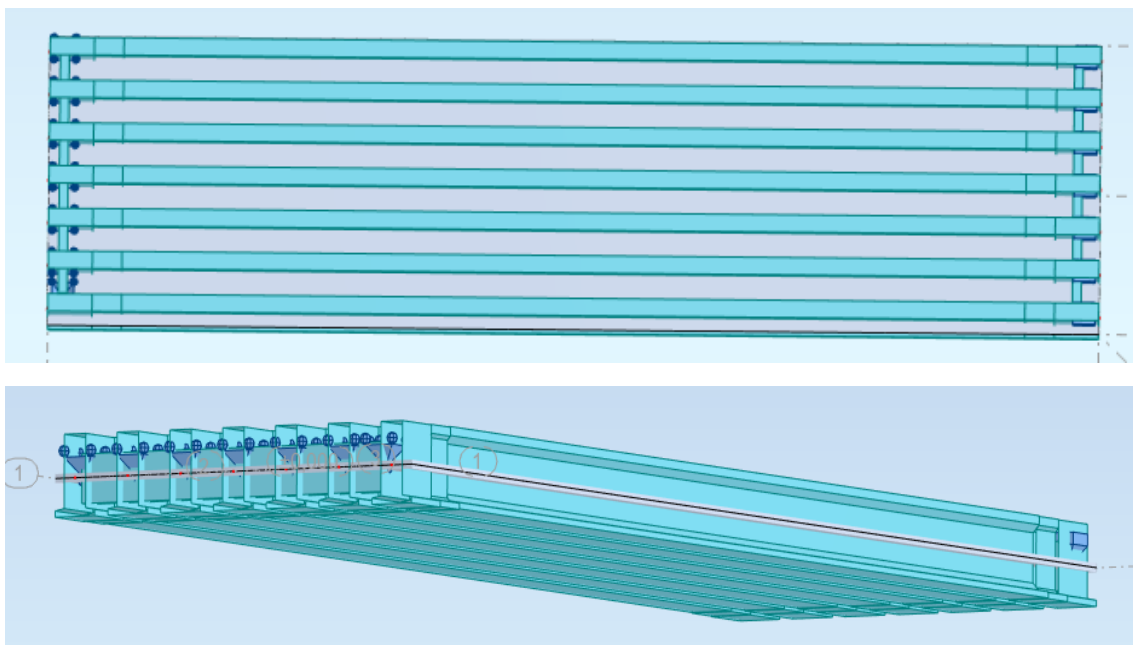
On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.



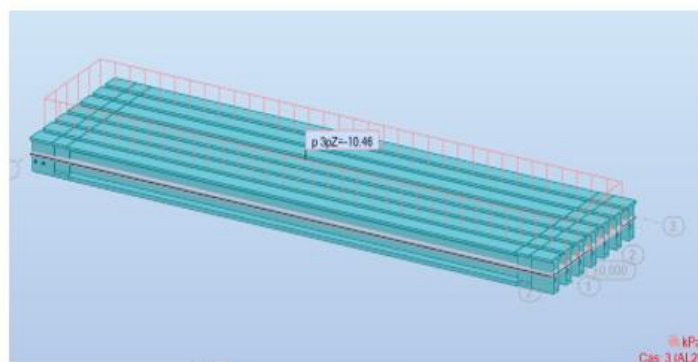
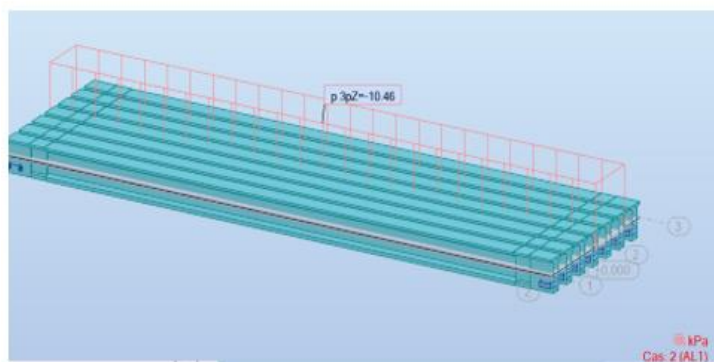
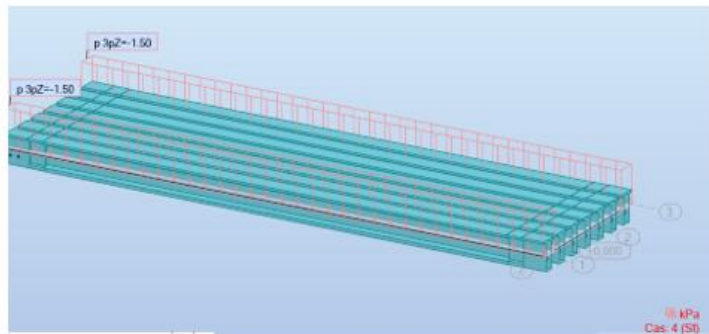
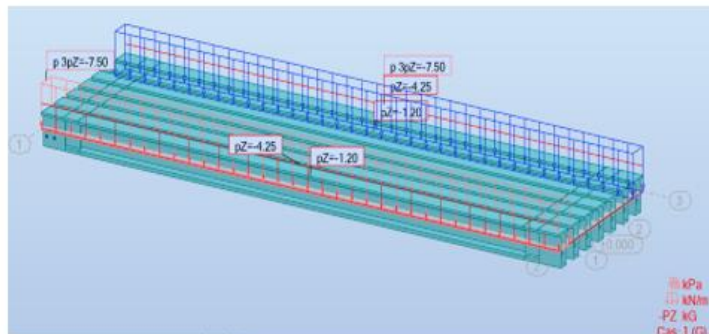
Ensuite, on définit notre hourdis.

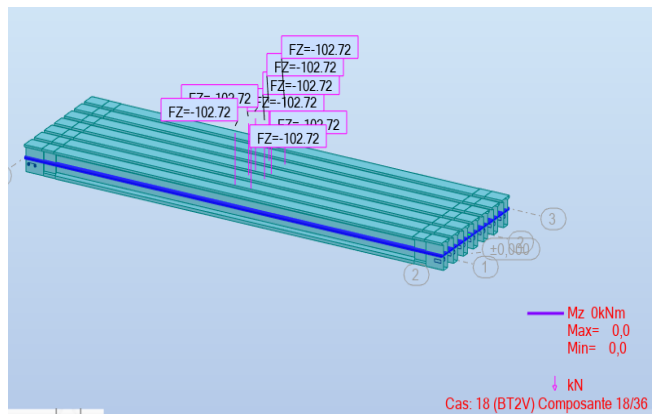
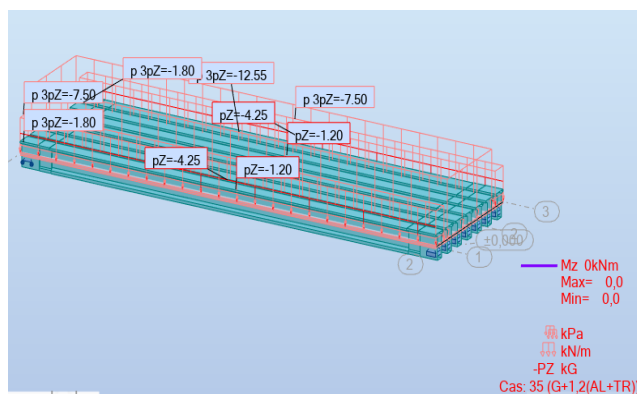
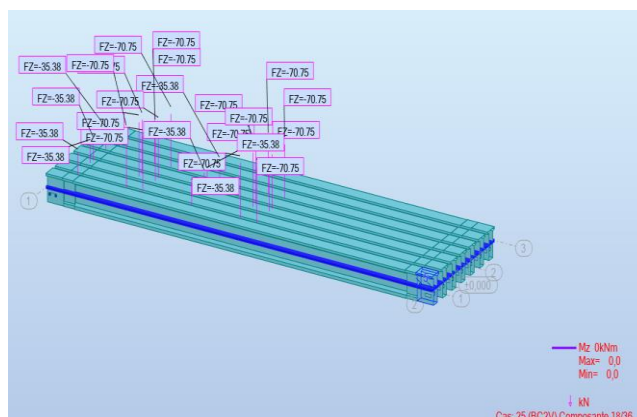
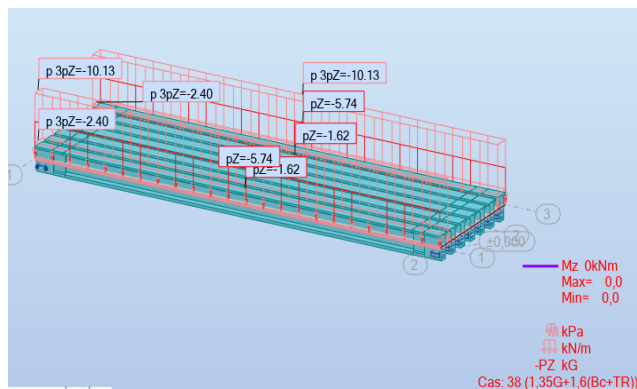


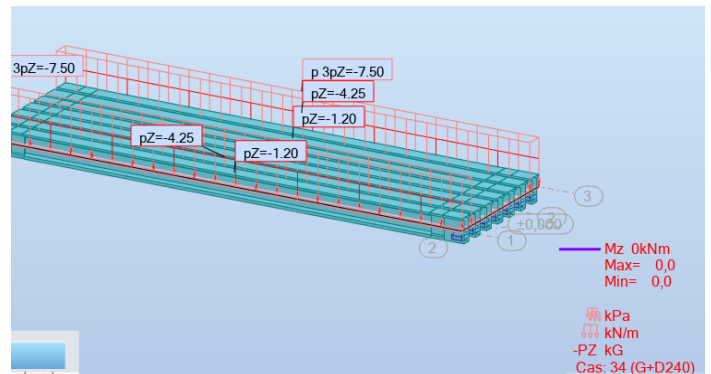
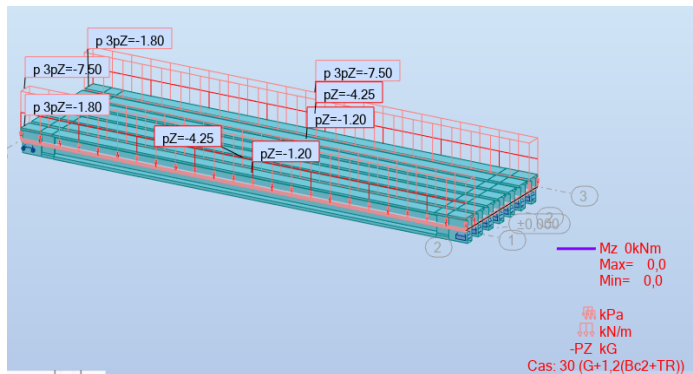
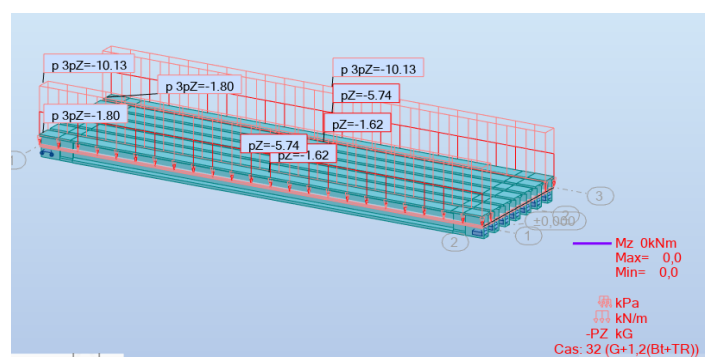
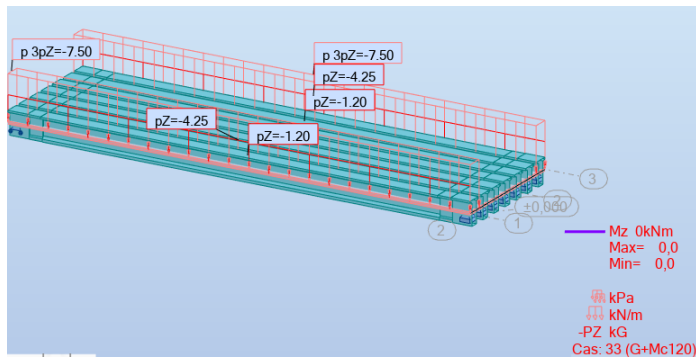
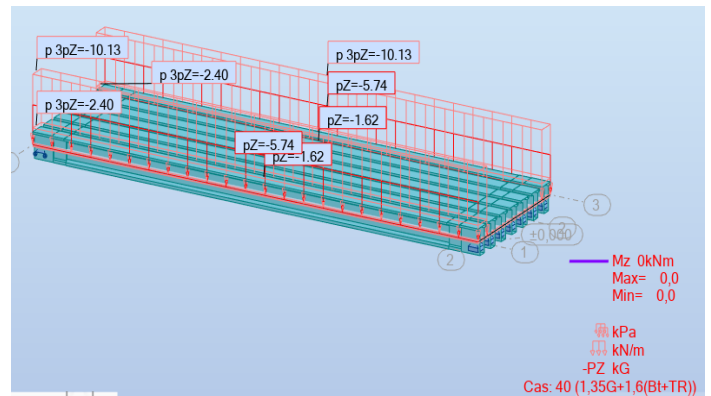
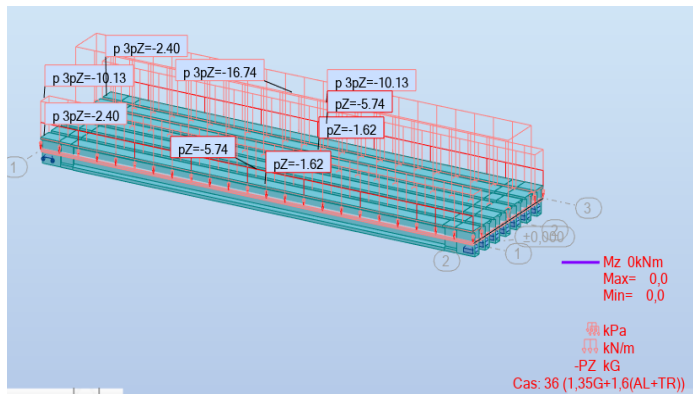
Et on obtient le tablier suivant.



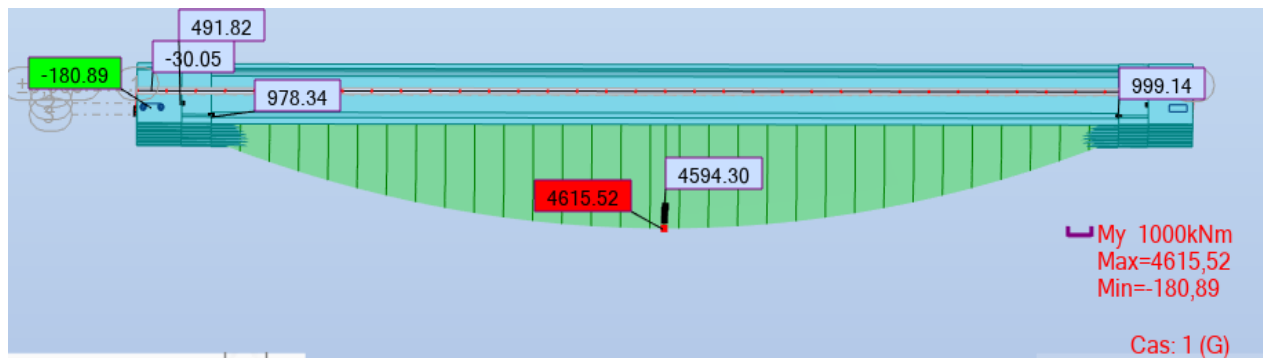
LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS :

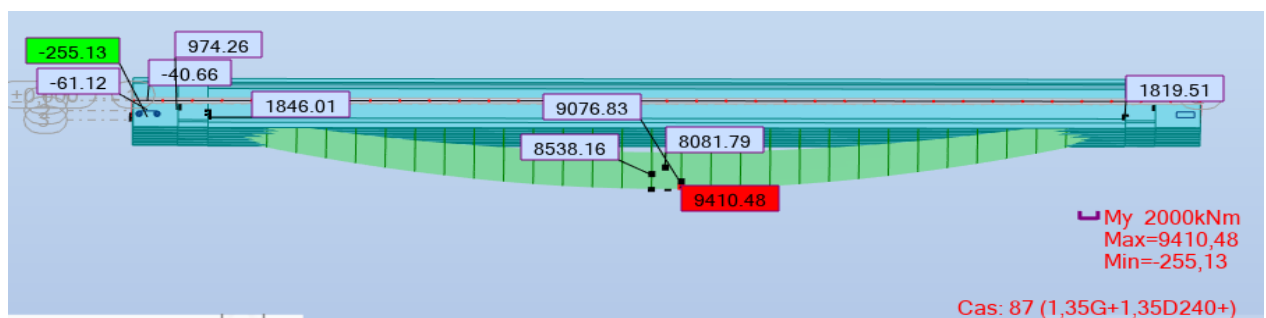
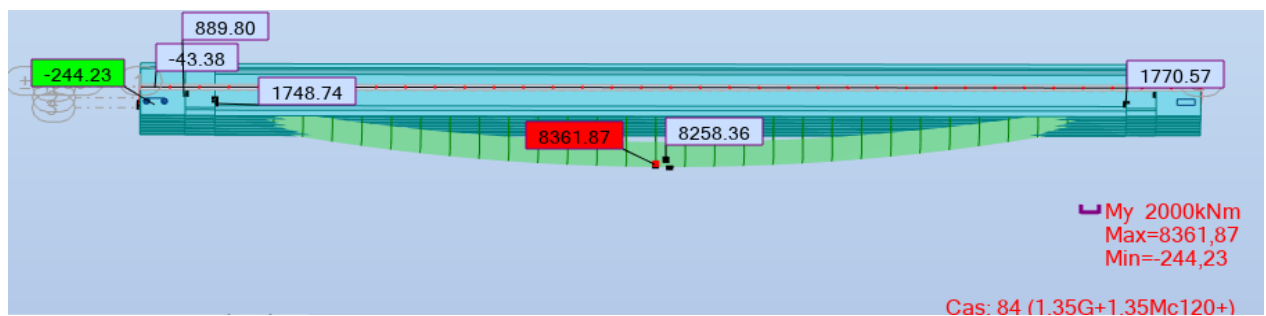
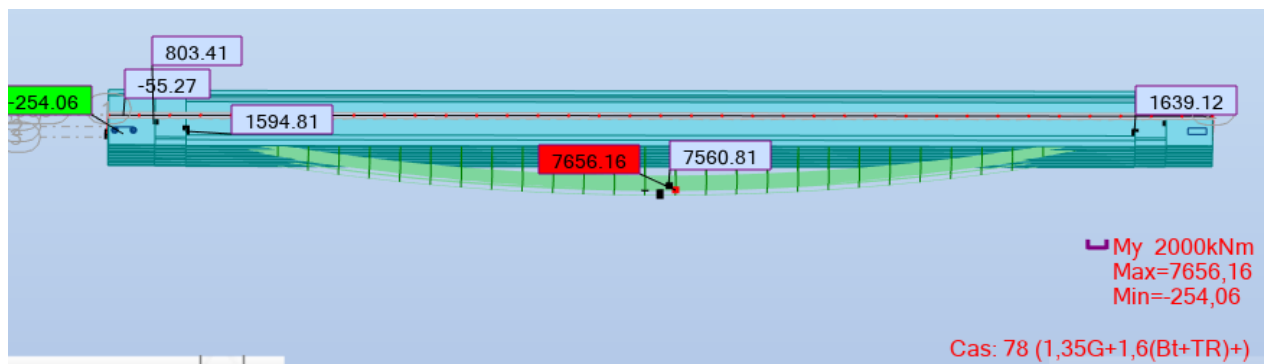
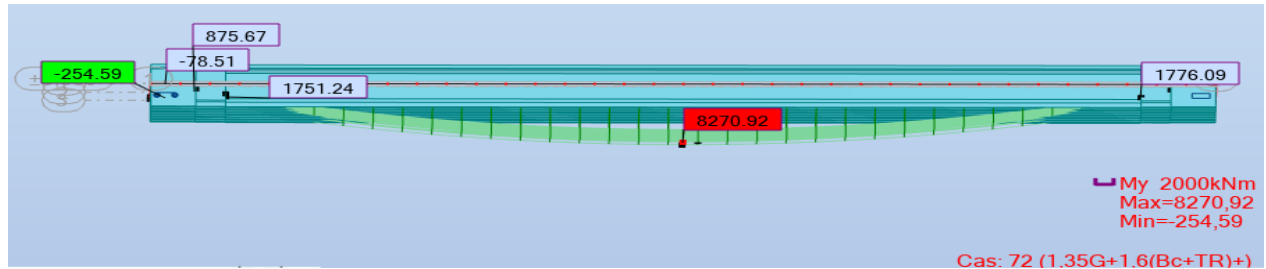
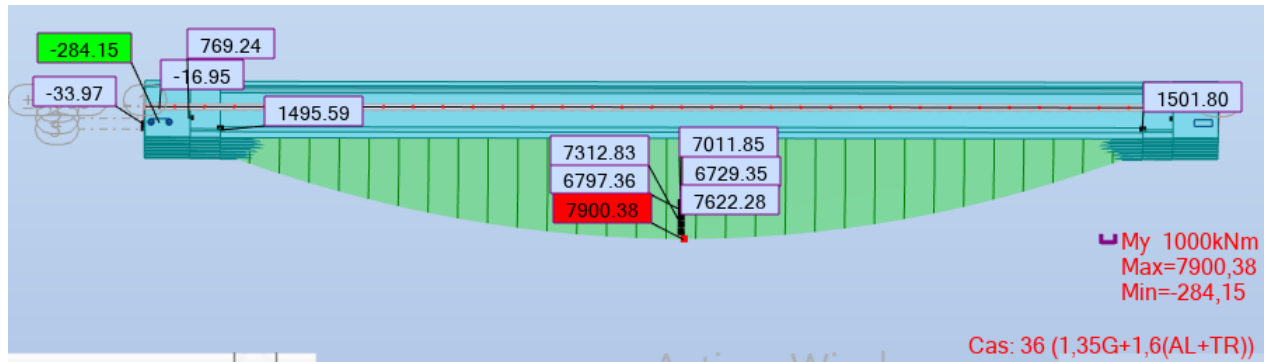


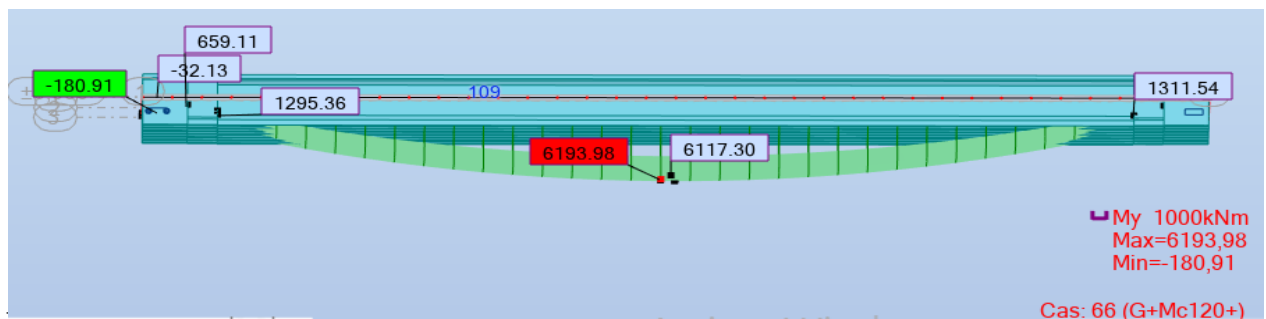
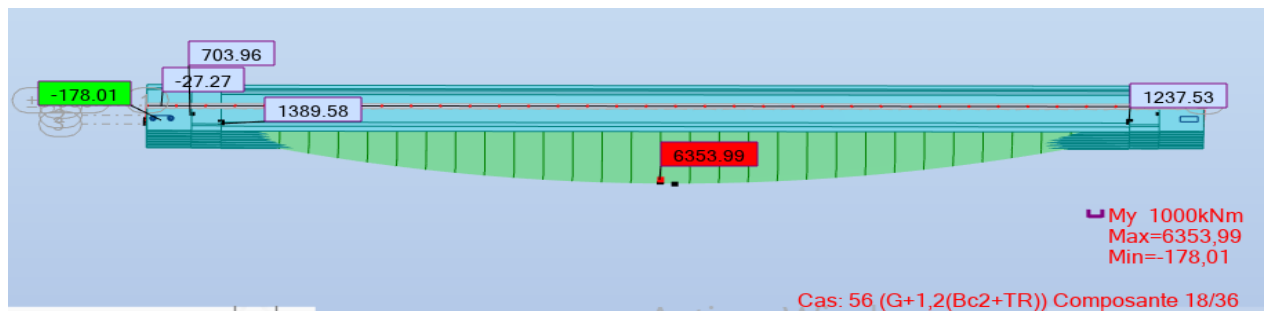
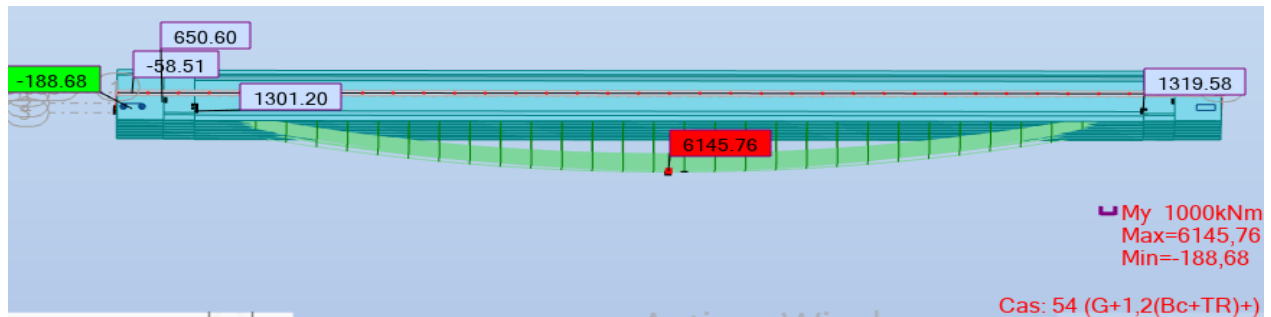
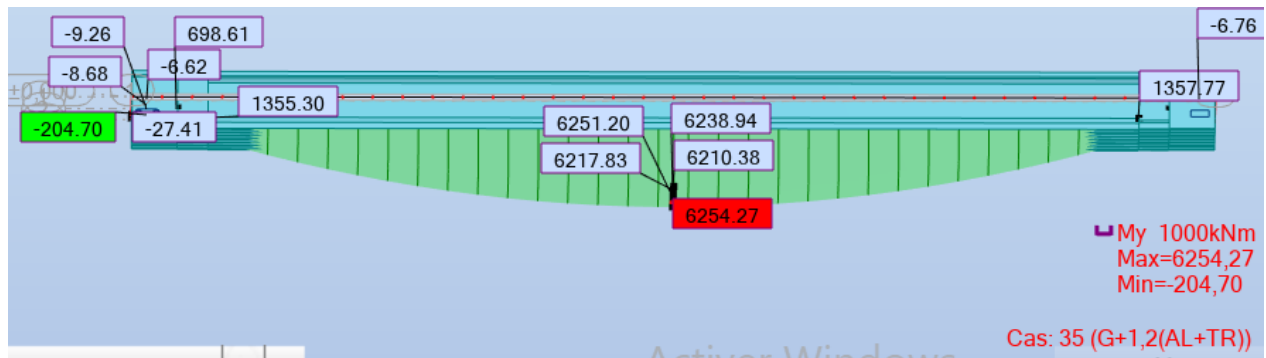


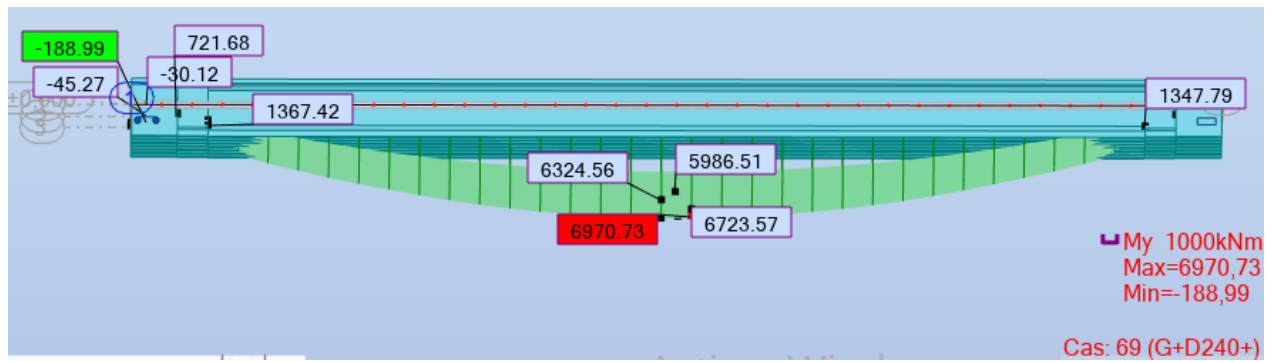


LES MOMENT FLECHISSANT :

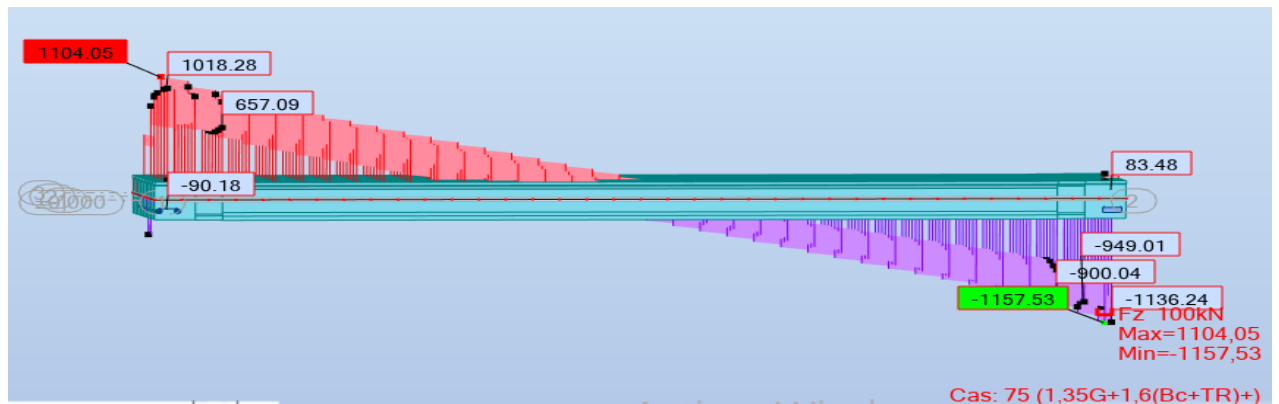
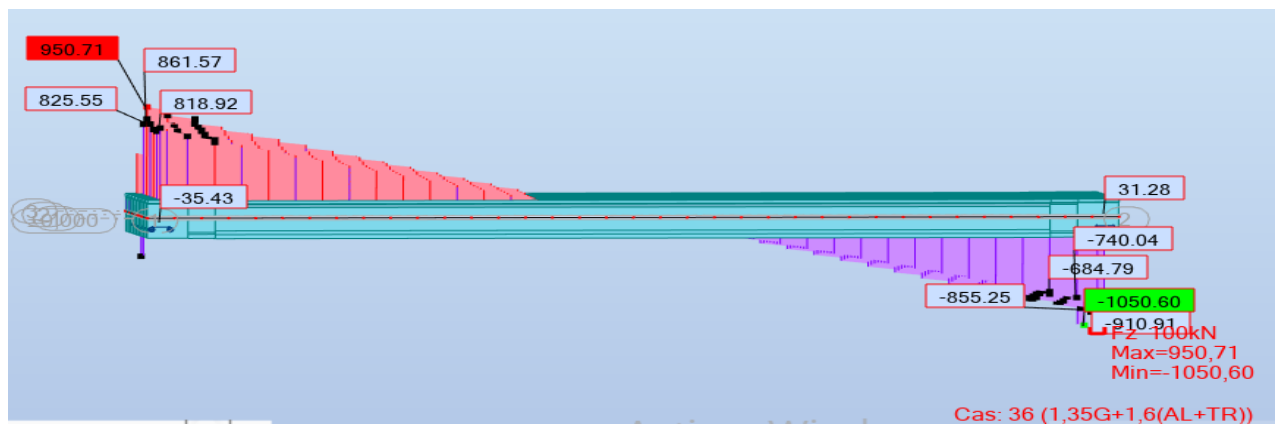
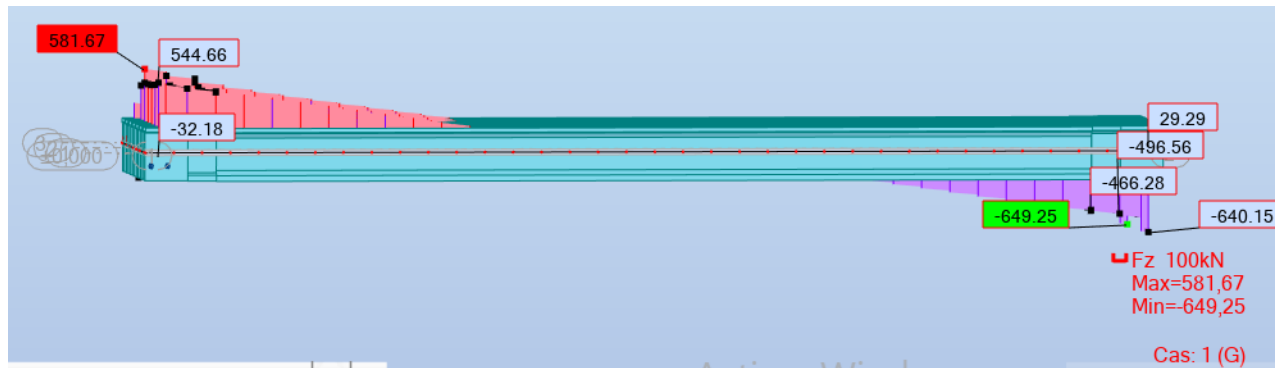


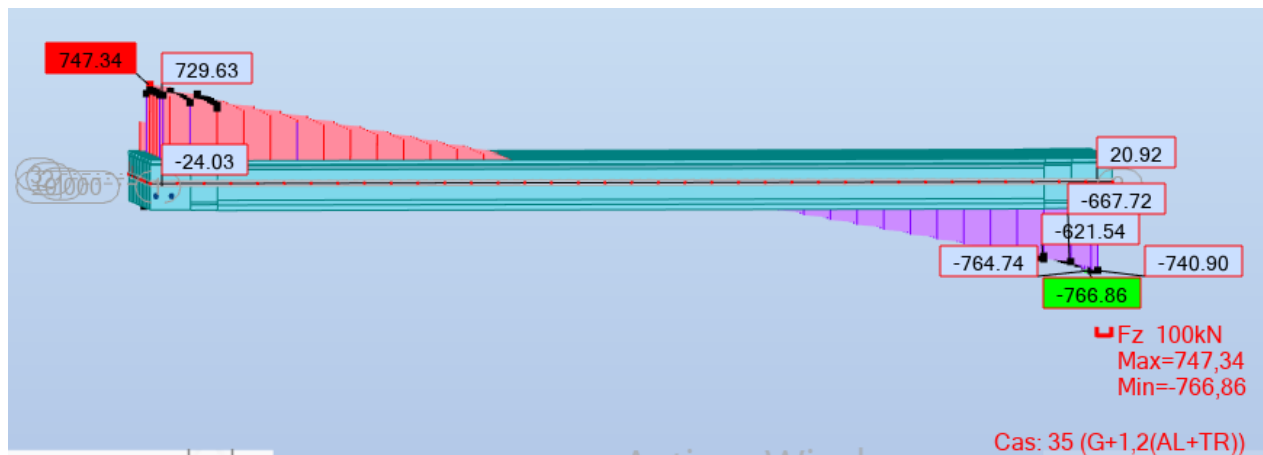
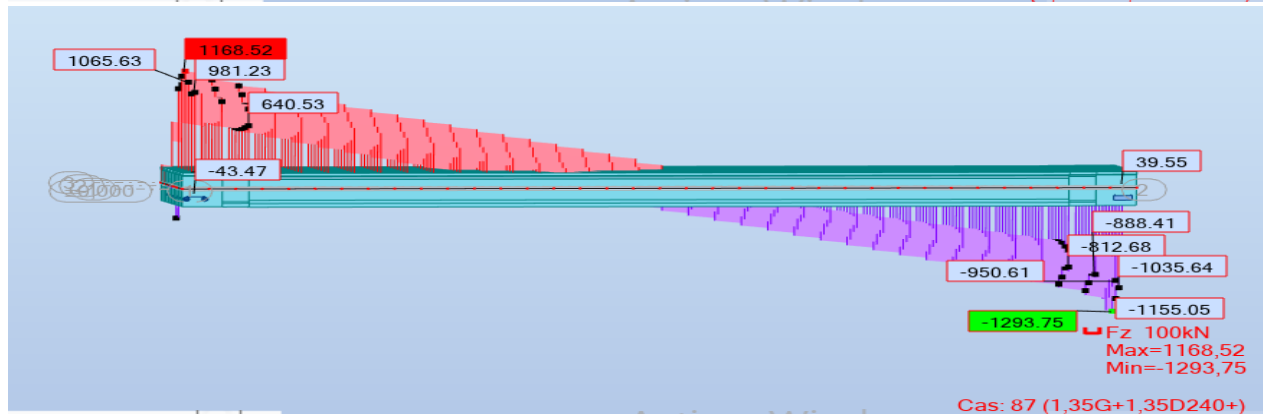
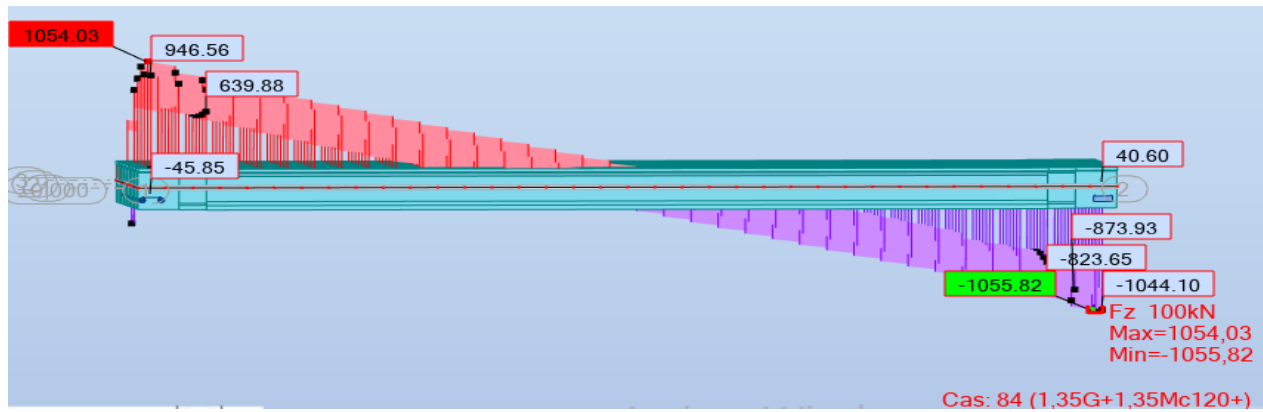
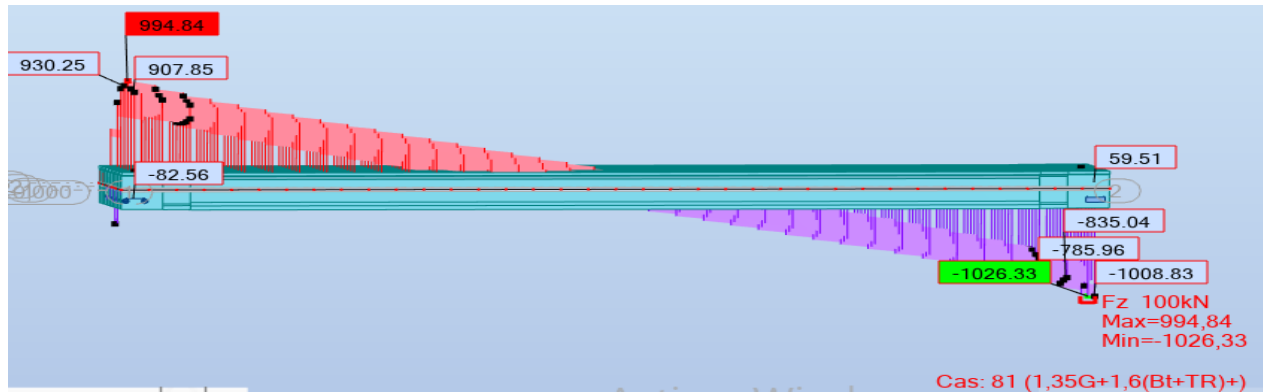


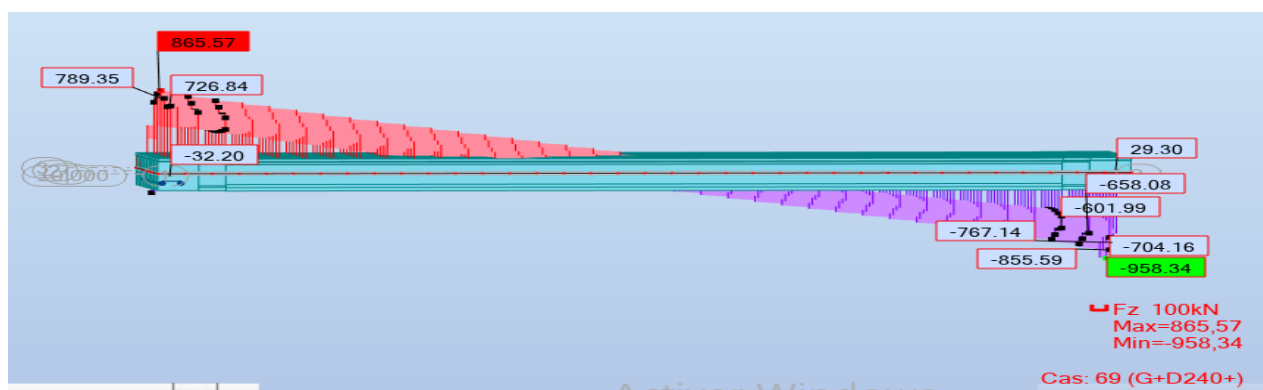
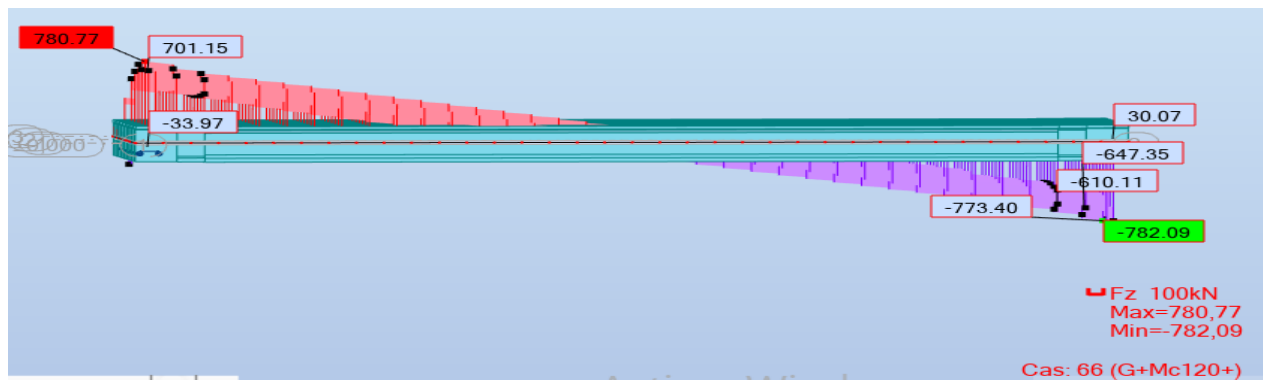
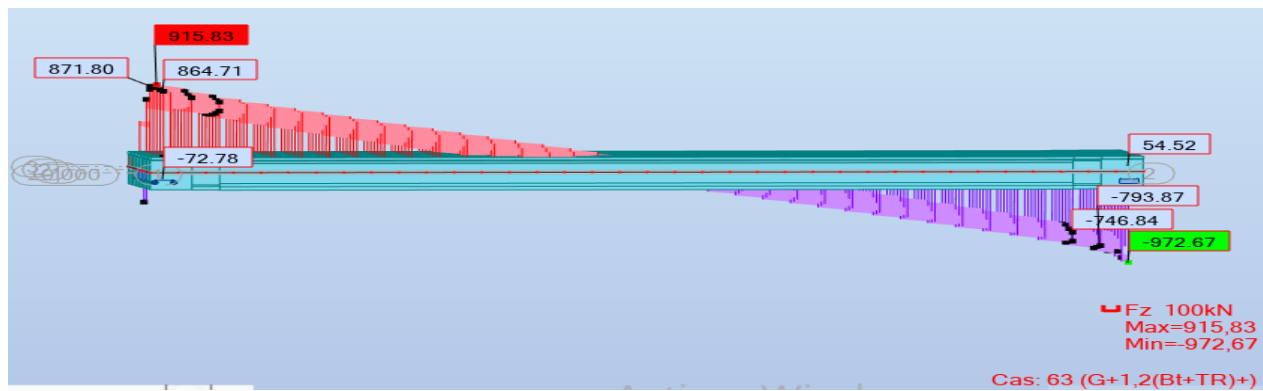
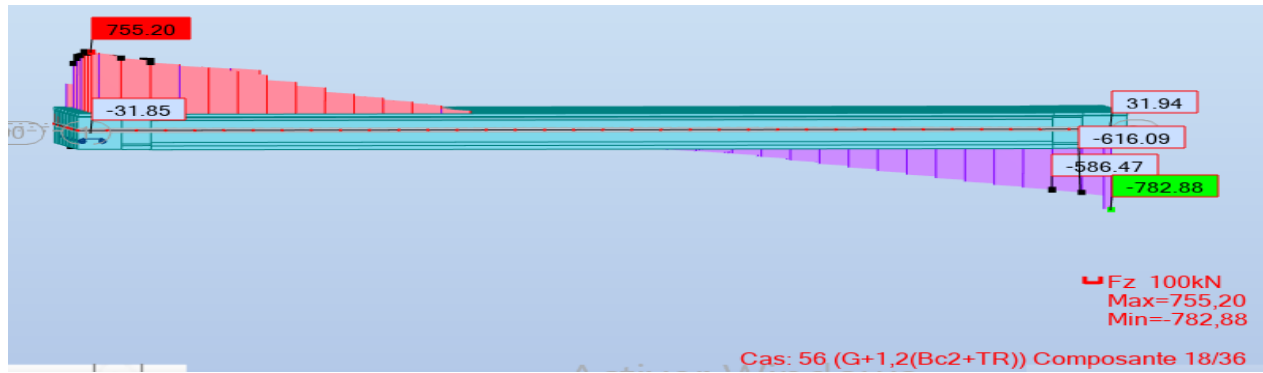




LES EFFORTS TRANCHANTS :







ANNEXES C.
REPARTITION
TRANSVERSALE
DUE
AUX SURCHARGES

Valeur de Kamoy pour la poutre 1.

Poutre 01			Surface (m ²)	Largeur de la voie	Kamoy
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	4.11	3.8	1.08
	A2(L)	Deux voies	8.22	7.6	1.08
Convoi	MC120		2.22	2	1.11
	D240		4.02	2.3	1.74
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.84	1.2	0.7
	2 trottoirs		1.68	2.4	0.7

Poutre 01			k	Kamoy
Surcharge B	Bc	Une voies	K1=0.87	1.035
			K2=1.20	
		Deux voies	K1=0.87	1.137
			K2=1.20	
			K3=1.25	
			K4=1.23	
	Bt	Un tandem	K1=9.22	5.225
			K2=1.23	
		Deux tandems	K1=9.22	3.222
			K2=1.23	
			K3=1.30	
			K4=1.14	
	Br		0.87	0.87

Valeur de Kamoy pour la poutre 2.

Poutre 02			Surface (m ²)	Largeur de la voie	Kamoy
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	4.97	3.8	1.03
	A2(L)	Deux voies	7.96	7.6	1.04
Convoi	MC120		2.51	2	1.25
	D240		3.74	2.3	1.62
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		1.53	1.2	1.27
	2 trottoirs		1.89	2.4	0.78

Poutre 02			k	Kamoy
Surcharge B	Bc	Une voies	K1= 1.35	1.365
			K2=1.38	
		Deux voies	K1=1.35	1.255
			K2=1.38	
			K3=1.31	
			K4=0.98	
	Bt	Un tandem	K1=1.36	1.355
			K2=1.35	
		Deux tandems	K1=1.36	1.202
			K2=1.35	
			K3=1.22	
			K4=0.88	
	Br		1.36	

Valeur de Kamoy pour la poutre 3.

Poutre 03			Surface (m ²)	Largeur de la voie	Kamoy
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	5.27	3.8	1.38
	A2(L)	Deux voies	7.70	7.6	1.01
Convoi	MC120		2.65	2	1.32

	D240	3.46	2.3	1.5
Surcharge de Trottoir	1 trottoir	1.92	1.2	1.6
	2 trottoirs	2.10	2.4	0.87

Poutre 03			k	Kamoy
Surcharge B	Bc	Une voies	K1=1.61	1.127
			K2=1.40	
		Deux voies	K1=1.61	1.285
			K2=1.40	
			K3=1.30	
			K4=0.83	
	Bt	Un tandem	K1=1.60	1.48
			K2=1.36	
		Deux tandems	K1=1.60	1.187
			K2=1.36	
			K3=1.13	
			K4=0.66	
	Br		1.61	1.61

Valeur de Kamoy pour la poutre 4.

Poutre 04			Surface (m ²)	Largeur de la voie	Kamoy
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	5.51	3.8	1.45
	A2(L)	Deux voies	6.58	7.6	0.86
Convoi	MC120		2.83	2	1.41
	D240		2.34	2.3	1.01
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		3.46	1.2	2.88
	2 trottoirs		3.73	2.4	1.55

Poutre 04			k	Kamoy
Surcharge B	Bc	Une voies	K1=2.32	1.79
			K2=1.26	
		Deux voies	K1=2.32	1.255
			K2=1.26	
			K3=1.05	
			K4=0.39	
	Bt	Un tandem	K1=2.17	1.66
			K2=1.15	
		Deux tandems	K1=2.17	1.08
			K2=1.15	
			K3=0.77	
			K4=0.24	
Br		2.92	2.92	

Valeur de ϵ_{moy} pour la poutre 1.

Poutre 01			Surface (m ²)	Largeur de la voie	ϵ_{moy}
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	0.66	3.8	0.17
	A2(L)	Deux voies	1.31	7.6	0.17
Convoi	MC120		0.35	2	0.18
	D240		0.68	2.3	0.29
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.086	1.2	0.07
	2 trottoirs		0.15	2.4	0.06

Poutre 01			ϵ	ϵ_{moy}
Surcharge B	Bc	Une voies	$\epsilon 1=0.11$	0.155
			$\epsilon 2=0.2$	
		Deux voies	$\epsilon 1=0.11$	0.183
			$\epsilon 2=0.2$	
			$\epsilon 3=0.21$	
			$\epsilon 4=0.21$	
	Bt	Un tandem	$\epsilon 1=0.12$	0.16
			$\epsilon 2=0.2$	

		Deux tandems	$\varepsilon\ 1=0.12$	0.18
			$\varepsilon\ 2=0.2$	
			$\varepsilon\ 3=0.22$	
			$\varepsilon\ 4=0.18$	
	Br		0.11	0.11

Valeur de ε_{moy} pour la poutre 2.

Poutre 02			Surface (m ²)	Largeur de la voie	ε_{moy}
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	0.87	3.8	0.23
	A2(L)	Deux voies	1.30	7.6	0.17
Convoi	MC120		0.43	2	0.22
	D240		0.62	2.3	0.27
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.27	1.2	0.23
	2 trottoirs		0.31	2.4	0.13

Poutre 02			ε	εσ moy
Surcharge B	Bc	Une voies	ε 1=0.25	0.245
			ε 2=0.24	
		Deux voies	ε 1=0.25	0.22
			ε 2=0.24	
			ε 3=0.23	
			ε 4=0.15	
	Bt	Un tandem	ε 1=0.24	0.235
			ε 2=0.23	
		Deux tandems	ε 1=0.24	0.2
			ε 2=0.23	
			ε 3=0.20	
			ε 4=0.12	
	Br		0.24	0.24

Valeur de ε_{moy} pour la poutre 3.

Poutre 03			Surface (m ²)	Largeur de la voie	ε_{moy}
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	0.98	3.8	0.26
	A2(L)	Deux voies	1.21	7.6	0.16
Convoi	MC120		0.49	2	0.25
	D240		0.48	2.3	0.21
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.47	1.2	0.39
	2 trottoirs		0.55	2.4	0.23

Poutre 03			ε	εαμoy
Surcharge B	Bc	Une voies	ε 1=0.36	0.3
			ε 2=0.24	
		Deux voies	ε 1=0.36	0.22
			ε 2=0.24	
			ε 3=0.20	
			ε 4=0.09	
	Bt	Un tandem	ε 1=0.35	0.29
			ε 2=0.22	
		Deux tandems	ε 1=0.35	0.20
			ε 2=0.22	
			ε 3=0.16	
			ε 4=0.05	
	Br		0.36	0.36

Valeur de ε_{moy} pour la poutre 4.

Poutre 04			Surface (m ²)	Largeur de la voie	ε_{moy}
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	1.03	3.8	0.27
	A2(L)	Deux voies	1.22	7.6	0.16
Convoi	MC120		0.52	2	0.26
	D240		0.34	2.3	0.15
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.71	1.2	0.59
	2 trottoirs		0.86	2.4	0.36

Poutre 04			ε	ε_{moy}
Surcharge B	Bc	Une voies	$\varepsilon\ 1=0.47$	0.35
			$\varepsilon\ 2=0.22$	
		Deux voies	$\varepsilon\ 1=0.47$	0.22
			$\varepsilon\ 2=0.22$	
			$\varepsilon\ 3=0.17$	
			$\varepsilon\ 4=0.03$	
	Bt	Un tandem	$\varepsilon\ 1=0.43$	0.32
			$\varepsilon\ 2=0.20$	
		Deux tandems	$\varepsilon\ 1=0.43$	0.19
			$\varepsilon\ 2=0.20$	
			$\varepsilon\ 3=0.11$	
			$\varepsilon\ 4=0.02$	
Br		0.46	0.46	

Valeur de $\varepsilon'_{\text{moy}}$ pour la poutre 1.

Poutre 01			Surface (m ²)	Largeur de la voie	$\varepsilon'_{\text{moy}}$
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	0.83	3.8	0.22
	A2(L)	Deux voies	1.65	7.6	0.22
Convoi	MC120		0.54	2	0.27
	D240		1.13	2.3	0.49
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.44	1.2	0.37
	2 trottoirs		0.80	2.4	0.33

Poutre 01			ε'	$\varepsilon'_{\text{moy}}$
Surcharge B	Bc	Une voies	$\varepsilon' 1=0.072$	0.16
			$\varepsilon' 2=0.24$	
		Deux voies	$\varepsilon' 1=0.072$	0.23
			$\varepsilon' 2=0.24$	
			$\varepsilon' 3=0.32$	
			$\varepsilon' 4=0.29$	
	Bt	Un tandem	$\varepsilon' 1=0.08$	0.18

			$\epsilon' 2=0.27$	
		Deux tandems	$\epsilon' 1=0.08$	0.25
			$\epsilon' 2=0.27$	
			$\epsilon' 3=0.47$	
			$\epsilon' 4=0.19$	
	Br		0.08	0.08

Valeur de $\varepsilon'_{\text{amoy}}$ pour la poutre 2.

Poutre 02			Surface (m ²)	Largeur de la voie	$\varepsilon'_{\text{amoy}}$
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	1.18	3.8	0.31
	A2(L)	Deux voies	1.58	7.6	0.21
Convoi	MC120		0.44	2	0.22
	D240		0.87	2.3	0.38
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.09	1.2	0.08
	2 trottoirs		0.11	2.4	0.05

Poutre 02			ε'	$\varepsilon'_{\text{amoy}}$
Surcharge B	Bc	Une voies	$\varepsilon' \text{ 1=0.16}$	0.31
			$\varepsilon' \text{ 2=0.45}$	
		Deux voies	$\varepsilon' \text{1=0.16}$	0.29
			$\varepsilon' \text{2=0.45}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.40}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.14}$	
	Bt	Un tandem	$\varepsilon' \text{1=0.19}$	0.32
			$\varepsilon' \text{ 2=0.45}$	
		Deux tandems	$\varepsilon' \text{ 1=0.19}$	0.25
			$\varepsilon' \text{2=0.45}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.27}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.09}$	
		Br		0.16

Valeur de $\varepsilon'_{\text{moy}}$ pour la poutre 3.

Poutre 03			Surface (m ²)	Largeur de la voie	$\varepsilon'_{\text{moy}}$
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	1.34	3.8	0.35
	A2(L)	Deux voies	1.60	7.6	0.21
Convoi	MC120		0.54	2	0.27
	D240		0.58	2.3	0.25
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.12	1.2	0.1
	2 trottoirs		0.15	2.4	0.063

Poutre 03			ε'	$\varepsilon'_{\text{moy}}$
Surcharge B	Bc	Une voies	$\varepsilon' \text{ 1=0.29}$	0.32
			$\varepsilon' \text{ 2=0.34}$	
		Deux voies	$\varepsilon' \text{1=0.29}$	0.25
			$\varepsilon' \text{2=0.34}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.26}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.09}$	
	Bt	Un tandem	$\varepsilon' \text{1=0.38}$	0.34
			$\varepsilon' \text{ 2=0.29}$	
		Deux tandems	$\varepsilon' \text{ 1=0.38}$	0.28
			$\varepsilon' \text{2=0.29}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.17}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.06}$	
	Br		0.31	0.31

Valeur de $\varepsilon'_{\text{moy}}$ pour la poutre 4.

Poutre 04			Surface (m ²)	Largeur de la voie	$\varepsilon'_{\text{moy}}$
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	0.70	3.8	0.18
	A2(L)	Deux voies	1.05	7.6	0.14
Convoi	MC120		0.39	2	0.2
	D240		0.40	2.3	0.17
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		0.28	1.2	0.23
	2 trottoirs		0.38	2.4	0.16

Poutre 04			ε'	$\varepsilon'_{\text{amoy}}$
Surcharge B	Bc	Une voies	$\varepsilon' \text{ 1=0.30}$	0.23
			$\varepsilon' \text{ 2=0.15}$	
		Deux voies	$\varepsilon' \text{1=0.3}$	0.17
			$\varepsilon' \text{2=0.15}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.14}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.10}$	
	Bt	Un tandem	$\varepsilon' \text{1=0.27}$	0.2
			$\varepsilon' \text{ 2=0.14}$	
		Deux tandems	$\varepsilon' \text{ 1=0.27}$	0.17
			$\varepsilon' \text{2=0.14}$	
			$\varepsilon' \text{3=0.12}$	
			$\varepsilon' \text{4=0.09}$	
	Br		0.29	0.29

ANNEXE D

FERRAILLAGE

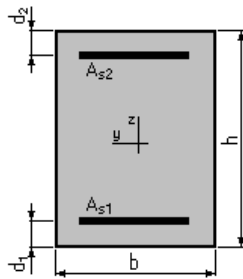
❖ FERRALLAIGE DE L'HOUDIS

➤ Ferrailage de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier: $f_e = 400,0$ (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) $h = 20,0$ (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)	34,20	0,00
Etat Limite de Service	25,64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,4$ (cm²)Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)Section minimum $A_{s\ min} = 3,3$ (cm²)théorique $\rho = 0,56$ (%)minimum $\rho_{min} = 0,22$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{max} = 34,20$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 14,3$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,40$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 25,64$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 13,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

❖ Ferrailage de la nappe inferieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

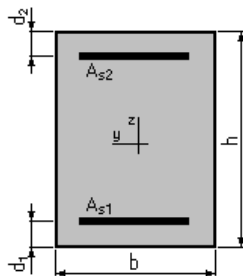
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (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)

$h = 20,0$ (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)	39,63	0,00
Etat Limite de Service	29,73	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,3$ (cm²)

théorique $\rho = 0,66$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,22 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{\max} = 39,63 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 14,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,68 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 29,73 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

❖ Ferrailage de l'Entretoise

➤ Nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple

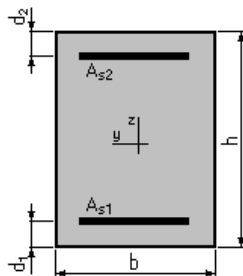
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 35,0 \text{ (cm)}$

$h = 140,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	477,23	0,00
Etat Limite de Service	353,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12,5$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\min} = 6,4$ (cm ²)	
théorique $\rho = 0,26$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,13$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 477,23$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,20	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 131,9$ (cm)	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,61$ (‰)	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 353,50$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00	
Position de l'axe neutre: $y = 33,0$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 124,0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	
$\sigma_{s\lim} = 228,6$ (MPa)	

➤ Nappe inférieure

Calcul de Section en Flexion Simple

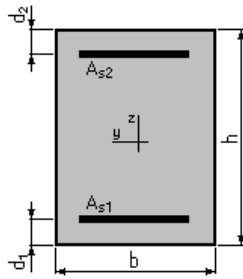
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (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:



$b = 35,0 \text{ (cm)}$
 $h = 140,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	222,98	0,00
Etat Limite de Service	301,03	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \min} = 6,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique $\rho = 0,22 \text{ (\%)} $	
minimum $\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)} $	

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{\max} = 222,98 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 2,18	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 132,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,51 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$	

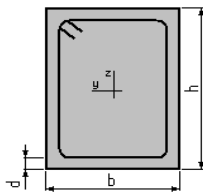
Cas ELS $M_{\max} = 301,03 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,00	
Position de l'axe neutre: $y = 30,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 124,8 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 32,8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	
$\sigma_{s \lim} = 228,6 \text{ (MPa)}$	

Armateur transversales

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section : $b = 35,0$ (cm) $h = 140,0$ (cm) $d = 5,0$ (cm)**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1122,02	0,00

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,4$ (MPa)Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 3,5$ (MPa)**Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :	$\alpha = 90$ (deg)	Longueur de la travée :
$L = 3,5$ (m)		
Armatures d'effort tranchant :	Section $A_t = 2,3$ (cm ²)	
Cadres :	2 $\varnothing 12$	
Espacement :	$S_t = 12,9$ (cm)	Répartition des armatures d'âmes à
mi-portée :		
Espacement maximum:	$S_{t, \text{max}} = 40,0$ (cm)	6 + 9*11 + 1*13 + 1*20
(cm)		

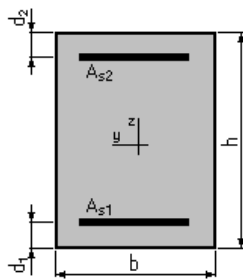
❖ FERRALLAIGE DES CHEVETRES

❖ A MI -TRAVEE :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier : $f_e = 400,0$ (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) $h = 150,0$ (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)	857,54	0,00
Etat Limite de Service	635,48	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 58,2$ (cm ²)	Section théorique	A_{s2}
= 0,0 (cm ²)			
Section minimum	$A_{s \min} = 58,2$ (cm ²)		
Théorique $\rho = 0,13$ (%)			
Minimum $\rho_{min} = 0,13$ (%)			

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 857,54(\text{kN}\cdot\text{m})$ $M_{\min} = 0,00$ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

Coefficient de sécurité : 3,38 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 143,3$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,30$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 635,48(\text{kN}\cdot\text{m})$ $M_{\min} = 0,00$ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

Coefficient de sécurité : 2,85

Position de l'axe neutre : $y = 26,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 136,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,5$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 7,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

➤ **SUR APPUIS :**

Calcul de Section en Flexion Simple

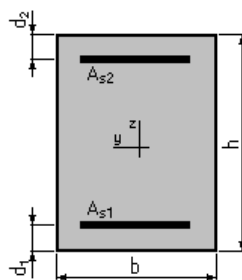
Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (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)

$h = 150,0$ (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)	1712,49	0,00
Etat Limite de Service	1269,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 58,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	A_{s2}
= 0,0 (cm ²)			
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 58,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique $\rho = 0,13 \text{ (\%)}$			
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}$			

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 1712,49 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
 Coefficient de sécurité : 1,69 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 4,3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 143,3 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,30 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS **M_{max} = 1269,04 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
 Coefficient de sécurité : 1,43
 Position de l'axe neutre : $y = 26,3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 136,2 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 14,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

➤ ARMAURE TRANSVERSALLE

Calcul de Section à l'effort Tranchant

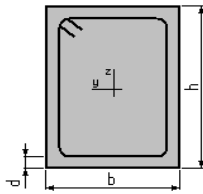
. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage

- Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 300,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ⁰	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2791,01	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée :
 $L = 3,5 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 40,0 \text{ (cm)}$

Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :

Espacement maximum: $S_{t, \text{max}} = 40,0 \text{ (cm)}$ $20 + 3 \cdot 40 \text{ (cm)}$

➤ FERRAILLAGE FUTS

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

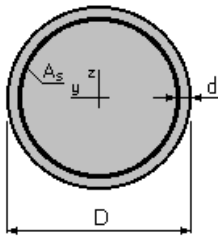
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$D = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1. ELU	1000,00	0,00	0,00	
2. ELS	2920,00	0,00	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_s = 50,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 50,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1272,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU $N = 1000,00 \text{ (kN)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 38,18 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$

Bras de levier : $Z = 79,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2,00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 2920,00 \text{ (kN)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 14,45

Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$

Bras de levier : $Z = 79,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 16,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

➤ FERRAILAGE DE LA CULEE

➤ MUR FRONTAL

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

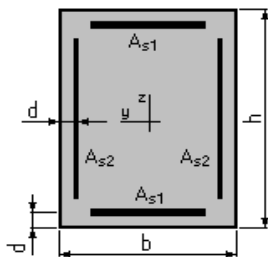
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 105,0 \text{ (cm)}$

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1. ELU	743,54	1930,59	0,00	
2. ELS	1052,93	0,00	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique = 0,0 (cm ²)	As1 = 49,5 (cm ²)	Section théorique As2
Section minimum As max = 525,0 (cm ²)	As min = 21,0 (cm ²)	Section maximum
Théorique	$\rho = 0,94$ (%)	
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)	maximum
$\rho_{max} = 5,00$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU N = 743,54 (kN) M_y = 1930,59 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 13,7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 92,5$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,63$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma_s' = 159,2$ (MPa)

Cas N^O 2 : Type ELS N = 1052,93 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = 0,00

(kN*m)

Coefficient de sécurité : 18,44

Position de l'axe neutre : $y = + \infty$ Bras de levier : $Z = 45,5$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,9$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

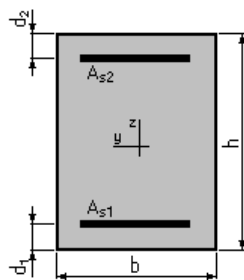
Comprimée : $\sigma_s' = 13,2$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

➤ MUR GARDE GREVE

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier: $f_e = 400,0$ (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) $h = 226,0$ (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)	160,92	0,00
Etat Limite de Service	120,55	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 28,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 28,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,13 \text{ (\%)}\br/>
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}\br/>$$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 160,92 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 13,64 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 218,5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,30 \text{ (\%)}\br/>
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\br/>
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$$$

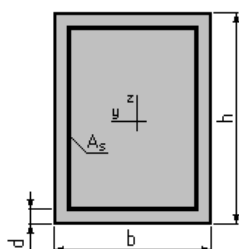
Cas ELS $M_{\text{max}} = 120,55 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 11,38
 Position de l'axe neutre: $y = 39,6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 207,8 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 1,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

➤ CORBEAU D'APPUI**Calcul d'une Section Comprimée****1. Hypothèses :**

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- 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 :

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	101,17
Etat Limite de Service	75,24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute $B = 3000,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section réduite $B_r = 2744,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Long flambement $l_{fy} = 3,0\text{(m)}$
 Long flambement $l_{fz} = 3,0\text{(m)}$
 Inertie $I_y = 225000,0 \text{ (cm}^4\text{)}$ Inertie $I_z = 2500000,0 \text{ (cm}^4\text{)}$
 Rayon de giration $i_y = 8,7 \text{ (cm)}$
 Rayon de giration $i_z = 28,9 \text{ (cm)}$
 Elancement $\lambda_y = 34,6$
 Elancement $\lambda_z = 10,4$
 $\alpha = 0,71$
 $N_u \text{ (béton seul)} = 3900,60 \text{ (kN)}$

Béton :

$\sigma \text{ (ELS)} = 0,2 \text{ (MPa)}$
 $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Acier :

Section théorique $A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section maximum $A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 0,52 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$
 Maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

➤ DALLE DE TRANSITION

Calcul de Section en Flexion Simple

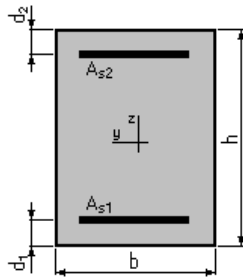
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- 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)	101,17	0,00
Etat Limite de Service	75,24	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 16,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique A_{s2}
 $= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,66 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,15 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\text{max}} = 101,17 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,31 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 23,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,30 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS **$M_{\max} = 75,24 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 8,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

 Tendue : $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

ANNEXES E.

TABLEAUX EXCEL

Données

Nombre de travée :	5	
Longueur de travée :	35,6	m
Longueur Totale :	180	m
Largeur Totale :	10.3	m

1. Evaluation des ChargesCharges permanentes

Lpoutre =	35,6	m				
La porté =	34,6	m		pBéton =	25	kN/m3
Nbre poutres =	7	m		pRev =	24	kN/m3
Epaisseur dalle =	0,2	m				
Largeur dalle =	10	m				

Poids propre d'une poutre : 698,19 KN

Poids propre d'une entretoise : 138,429 KN

Poids de la dalle : 1780 KN

Poids trottoirs + corniches : 729,8 KN

Poids du revêtement : 519,4752 KN

Poids des glissières et du garde corps : 149,52 KN

CCP =	1398,8	KN				
G travée=	8204,6	KN		GTotal =	41483,7	KN
G =	230,5	KN/ml				

Charges dues au trafic (RCPR)

Nombre de voies :		$N = L_c / 3$	Largeur d'une voie	
$L_r =$	7,6 m			
$L_c =$	6,6 m		$L =$	3,30 m
$N =$	2			

Classe de pont :

1	$L > 7$	$v_0 =$	3,5
2	$5,5 < L \leq 7$	$v_0 =$	3
3	$L \leq 5,5$	$v_0 =$	2,75

Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad (\text{kN/m}^2)$$

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (kN/m ²)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	35,6	9,86	1	1,06	10,46	3,30	34,52
2	35,6	9,86	1	1,06	10,46	6,60	69,04

Système de charge B_c

N° des voies	B _c (kN)	b _c	B _c × b _c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320

Système de charge B_t

N° des voies	B _t (kN)	b _t	B _t × b _t (kN)
1	320	1,2	384
2 - 3 - 4	640	1,2	768

Charges militaires : Mc 120

S = 1100 KN n'a pas de coefficient de pondération

Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times l}$$

la charge "coet"

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ			$\delta \cdot \text{coef} =$
B _c	35,6	8204,6	1320	1,072	$\delta_{bc1} =$	1,056	1,2672
B _t			768	1,063	$\delta_{bc2} =$	1,065	1,1715
Mc120			1100	1,069	$\delta_{bt1} =$	1,051	1,2612
					$\delta_{bt2} =$	1,057	1,2684
Efforts de freinage					$\delta_{Mc120} =$	1,062	

Système de charge B_c

F_{Bc} = 300 kN

Système de charge A

$$F = \frac{AS}{20 + 0,0035 \times S} \quad (\text{kN})$$

173,615

7,02454

Réactions de Tablier :				
1. Réactions Chagres Permanentes :				
Culee :		Rg =	4102,277	KN
Pile :		Rg=	8204,6	KN
2. Réactions dues aux surcharges				
Système de charge A		(RCPR Art 4.4)		
1ere cas : une travée chargée				
	q A(l) =	A(l) * a1 * a2 * L		
	q A(l) =	34,521	KN/ml	Pour une voie chargée
	q A(l) =	69,041	KN/ml	Pour deux voies chargées
2 eme cas : deux travées chargées				
	A(l) =	6,63	KN/m²	
	q A(l) =	23,19	KN/ml	Pour une voie chargée
	q A(l) =	46,39	KN/ml	Pour deux voies chargées
2.1. Reaction du au A(l) :				
Culee :		RA(l) =	1228,93	KN
Pile :		RA(l)=	1651,43	KN

Système de charge B		(RCPR Art 4.5)		
	$Q(kN) =$	600	Pour une voie chargée	
	$Q(kN) =$	1200	Pour deux voies chargées	
	$bc =$	1.2	Pour une voie chargée	
	$bc =$	1.1	Pour deux voies chargées	
Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ :				
	$\delta =$	1.062	Pour une voie chargée	
	$\delta =$	1.072	Pour deux voies chargées	