

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

## Thème

**Conception et étude d'un pont a poutres à la Wilaya  
d'AIN DEFLA de PK33+297.140 au PK33+503.186**

Présenté par :

Arar Karim

Ghellaf Mounir

Encadré par :

Mr.Belaoura Mebarek

Promotion 2021 / 2022

# REMERCIEMENT

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

Nous remercions également nos familles, notamment nos très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que nous puissions surpasser tous les obstacles durant nos cursus et en arriver jusque-là.

Nous remercions chaleureusement notre encadreur Monsieur Belaoura Mebarek pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements vont également au notre Co-encadreur madame Achir Sedik Rezika, pour ces conseils importants.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'E.N.S.T. P qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre travail.

À vous aussi, Monsieur l'examineur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin, depuis les premières lettres d'alphabet.

# DEDICACES

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail,

J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :

Mes parents, pour tous les efforts et le temps qu'ils ont consacré pour m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait-ce qu'une partie de leur faveur.

Mes frères mes sœurs d'être toujours présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qu'il m'ont donné, et la tendresse et qu'ils m'ont affecté.

À toute ma famille, mes oncles, mes tantes. Pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Mes amis : Nouredine, Mohammed, Nadjib, Hichem, Ilyas, Abdelhak, Zaki, Kheir.

Mon binôme qui a partagé ce travail avec moi Ghellaf Mounir et toute sa famille.

À vous...Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin

# **DEDICACES**

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail,

J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :

Mes parents, pour tous les efforts et le temps qu'ils ont consacré pour m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait-ce qu'une partie de leur faveur.

Mes frères mes sœurs d'être toujours présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qu'il m'ont donné, et la tendresse et qu'ils m'ont affecté.

À toute ma famille, mes oncles, mes tantes. Pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2021.

Mon binôme qui a partagé ce travail avec moi ARAR KARIM et toute sa famille.

À vous...Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc V33.3 qui sera construit dans le cadre du projet d'autoroute 4ème Rocade d'Alger, est un pont se trouve entre les kilomètres 33+297.140 à 33+503.186 de l'itinéraire, où traverse un oued.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur les types de ponts. Puis, on a passé par la présentation du projet, Nous avons dressé par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on a les prédimensionné pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la première variante « Pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension » pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et les surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a abordé le chapitre du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : l'évaluation des sollicitations longitudinaux et transversaux, la précontrainte et les équipements. Enfin, le dernier chapitre a été consacré pour la conception et l'étude de l'infrastructure (Pile et culée). La modélisation est faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections avec le logiciel Autocad et le ferrailage à l'aide de logiciel robot expert 2010.

**Mots clés :** viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure

## Abstract

The purpose of this work is the design and study of a bridge (viaduct 33.3), which will be built as part of the 4th Rocade of Alger highway project, is a bridge located between kilometers 33 + 297.140 to 33 + 503.186 of the routes, where crosses a valley.

We have started our work with bibliographic research on the bridge and the presentation of the project, then we moved on to a general design, from which we proposed three different variants that were pre-sized to choose the most suitable variant, and we opted for the first variant "Prefabricated post-tensioned concrete girder bridge" for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the various loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, we discussed the chapter of the deck which has touched several aspects: the evaluation of longitudinal and transverse stresses, prestressing and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure (Pile and abutment). The modeling is done using the Robot Structural software, and the drawings of the sections with AutoCAD software's, and the reinforcement with robot expert 2010.

**Key words:** bridge, the prestressing, beams, infrastructure

## ملخص

الهدف من هذا المشروع هو تصميم ودراسة جسر اسم ج-3.33 الذي سيتم بناؤه كجزء من الطريق السريع الرابع. هو جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 297.140+33 والنقطة الكيلومترية 503.186+33.

بدأنا عملنا ببحث بيبلوغرافي حول الجسور ثم بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاث اختيارات مختلفة مع

إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع

قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة، الى تقييم

الجهود الخارجية العرضية والطولية، في الأخير قمنا بتصميم ودراسة البنية التحتية

النمذجة كانت بالاستعانة بالبرنامج روبات، ورسم الهياكل بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد والتسليح بإستعمال برنامج رويو

اكسبار 2010

الكلمات المفتاحية: جسر، الإجهاد المسبق، الروافد، البنية التحتية

## LISTE DES ABBREVIATIONS

**12T15** : douze (12) torons de quinze (15) fils.

**BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.

**CCP** : charges complémentaire permanentes.

**CP** : charges permanentes.

**E** : Le module d'élasticité longitudinal

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**Ex** : Force séismique longitudinale.

**Ey** : Force séismique transversale.

**f<sub>clim</sub>** : Contrainte de compression limite.

**f<sub>emax</sub>** : Contrainte maximal de compression à ne pas dépasser.

**Fpeg** : Résistance limite élastique a garantie

**Fprg** : Résistance ultime a garantie.

**G** : module de cisaillement

**HA** : Haute adhérence.

**K** : la Raideur

**MP** : Masse des piles.

**MT** : Masse du tablier.

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**Sa** : Le spectre de réponse élastique

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : Généralités sur les ponts

Figure I. 1 : Les différentes parties du pont.....	3
Figure I. 2 : Pont en bois.....	3
Figure I. 3 : Pont en maçonnerie.....	4
Figure I. 4 : Pont métallique.....	4
Figure I. 5 : Pont en béton arme.....	5
Figure I. 6 : Pont en béton précontrainte.....	5
Figure I. 7 : Pont routier.....	6
Figure I. 8 : Pont ferroviaire.....	6
Figure I. 9 : Pont canal.....	6
Figure I. 10 : Aqueduc.....	7
Figure I. 11 : Pont en poutre-caisson.....	7
Figure I. 12 : Pont suspendu.....	8
Figure I. 13 : Pont à haubans.....	8
Figure I. 14 : Pont dalle.....	9
Figure I. 15 : Pont en arc.....	9
Figure I. 16 : Les différentes formes d'un pont.....	9
Figure I. 17 : schéma de construction par encorbellement successif.....	10
Figure I. 18 : Poussage du tablier.....	11
Figure I. 19 : Cintre auto-lanceur.....	11
Figure I. 20 : Poutre préfabriqué.....	12

### CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II. 1 : Location du projet.....	17
Figure II. 2 : Profil en plan de l'ouvrage .....	18
Figure II. 3 : Profil en long de l'ouvrage.....	19
Figure II. 4 : Les locations des explorations.....	19
Figure II. 5 : Les locations des explorations.....	20
Figure II. 4 : Vue d'ensemble de la zone du l'ouvrage.....	21
Figure II. 5 : Carte de zonage sismique de wilaya de AIN DEFLA.....	22

### CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure III. 1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	17
Figure III. 2 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier.....	18
Figure III. 3 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	19

### CHAPITRE IV : CONCEPTION GENERALE

Figure IV. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	29
Figure IV. 2 : Conception longitudinale VARIANTE 01.....	30
Figure IV. 3 : Notation des dimensions .....	31
Figure IV. 4 : Les sections de la poutre VARIANTE 01 .....	31
Figure IV. 5 : Les sections de la poutre VARIANTE 01 .....	32
Figure IV. 6 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01 .....	32
Figure IV. 7 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01 .....	33
Figure IV. 8 : Vue en plan VARIANTE 01 .....	33

Figure IV. 9 : Implantation des piles et culées VARIANTE 02 .....	34
Figure IV. 10 : Les dimensions de voussoir .....	35
Figure IV. 11 : Profil en long VARIANTE 02 .....	36
Figure IV. 12 : Les dimensions de voussoir courant VARIANTE 02 .....	36
Figure IV. 13 : Les dimensions de voussoir sur pile VARIANTE 02 .....	36
Figure IV. 14 : Vue en plan VARIANTE 02 .....	37
Figure IV. 15 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02 .....	37
Figure IV. 16 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02 .....	38
Figure IV. 17 : Implantation des piles et culées de la VARIANTE 03 .....	39
Figure IV. 18 : Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise. ....	39
Figure IV. 19 : Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS .....	40
Figure IV. 20 : Section représentatif des paramètres géométriques .....	41
Figure IV. 21 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 03 .....	42
Figure IV. 22 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 03 .....	43
Figure IV. 23 : Coupe longitudinale VARIANTE 03 .....	43
Figure IV. 24 : Vue en plan VARIANTE 03 .....	43
Figure IV. 25 : Les dimensions des sections de la poutre métallique. ....	44

## CHAPITRE V : CARACTERISITQUE DU TABLIER

Figure IV. 1 : Caractéristique du tablier.....	47
Figure IV. 2 : Section d'about.....	49
Figure IV. 3 : Section d'about avec hourdis.....	49
Figure IV. 4 : Section Médiane.....	50
Figure IV. 5 : Section Médiane avec hourdis.....	50

## CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure VI. 1 : Vue longitudinale de la moitié de la poutre.....	52
Figure VI. 2 : La largeur roulable et la largeur chargeable.....	54
Figure VI. 3 : Système $B_c$ .....	57
Figure VI. 4 : Système $B_r$ .....	58
Figure VI. 5 : Système $B_t$ .....	59
Figure VI. 6 : Convoi Mc120.....	60
Figure VI. 7 : Convoi type 240.....	61
Figure VI. 8 : Charge Q uniformément répartie.....	63
Figure VI. 9 : Position de $B_c$ à $x=0$ .....	64
Figure VI. 10 : Disposition de système $B_c$ .....	65
Figure X. 11 : Position de $B_t$ à $x=0$ .....	66
Figure VI. 12 : Position de $B_t$ à $x=L/2$ .....	66
Figure VI. 13 : Position de Mc 120 à $x=0$ .....	67
Figure VI. 14 : Position de Mc 120 à $x=L/2$ .....	67
Figure VI. 15 : Position de D240 à $x=0$ .....	68
Figure VI. 15 : Position de D240 à $x=L/2$ .....	68

## CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure VII. 1 : Schéma représente La section équivalente de la poutre.....	71
Figure VII. 2 : Position des poutres transversalement.....	74
Figure VII. 3 : Les lignes d'influence du coefficient $K_\alpha$ .....	75

Figure VII. 4 : Positionnement des charges.....	76
Figure VI. 5 : Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1 .....	77
Figure VII.6 : Les lignes d'influence du coefficient $\mathcal{E}'\alpha$ .....	82
Figure VII. 7 : Calcul de $\mathcal{E}'\alpha_{moy}$ pour la poutre 1.....	84

## CHAPITRE VIII : MODELISATION DU TABLIER

Figure VIII. 1 : Modèle du tablier en 3D.....	87
Figure VIII. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240) .....	88
Figure VIII. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240) .....	88
Figure VIII. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + D240) .....	88
Figure VIII. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240) .....	89

## CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure IX. 1 : Rayon de courbure .....	93
Figure IX. 2 : L'angle de déviation .....	93
Figure IX. 3 : Caractéristiques des plaques d'ancrages .....	93
Figure IX. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte .....	94
Figure IX. 5 : Valeur de $\epsilon_r$ .....	98
Figure IX. 6 : Limitation des contraintes des sections en B.P .....	100
Figure IX. 7 : Ferrailage de la poutre à mi- travée .....	105
Figure IX. 8 : Flèche due au poids propre du poutre .....	105
Figure IX. 9 : La flèche due au poids du tablier G .....	106
Figure IX. 10 : Contre flèche due à la précontrainte .....	106
Figure IX. 11 : Flèche maximale à ELS .....	107

## CHAPITRE X : ETUDE DE L'HOUDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure X. 1 : Modélisation de la dalle .....	108
Figure X. 2 : Moment maximum à l'ELS.....	109
Figure X. 3 : Moment maximum à l'ELU .....	109
Figure X. 4 : Ferrailage de la dalle (coupe longitudinales) .....	110
Figure X. 5 : Modélisation de l'entretoise.....	110
Figure X. 6 : Diagramme de moment pour l'entretoise ELS.....	111
Figure X. 7 : Diagramme de moment pour l'entretoise ELU.....	111
Figure X. 8 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.....	111
Figure X. 9 : Ferrailage de l'entretoise.....	112
Figure X. 10 : Géométrie d'un appareil d'appui.....	113
Figure X. 11 : Les plaques de fixation.....	118
Figure X. 12 : Les dimensions en plan du dé d'appui.....	119
Figure X. 13 : Le ferrailage du dé d'appui.....	119
Figure X. 14 : Modèles des joints Wd.....	121

## CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE

Figure XI. 1 : Modèle de calcul 3D.....	115
Figure XI. 2 : Condition d'appuis tablier-piles.....	116
Figure XI. 3 : Caractéristique des appuis élastique au niveau de la culé.....	116
Figure XI. 4 : Encastrement des piles au sol.....	117

Figure XI. 5 : Les modes propres.....	120
Figure XI. 6 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.....	121
Figure XI. 7 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.....	122
Figure XI. 8 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens longitudinal.....	122
Figure XI. 9 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens transversal.....	123
Figure XI. 10 : Les sollicitations pour la pile 4 dans le sens longitudinal. ....	123
Figure XI. 11 : les sollicitations de chaque fut de la pile 13 dans le sens transversal.....	124

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure XII. 1 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(l)2-Voies + ST) .....	138
Figure XII. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST) .....	138
Figure XII. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST)..	138
Figure XII. 4 : Ferrailage de chevêtre (coupe transversale) .....	140
Figure XII. 5 : Dimensions de la pile la plus haute.....	141
Figure XII. 6 : Sollicitations agissant.....	142
Figure XII. 7 : abaqes de WALTHER.....	145
Figure XII. 8 : L'Aire A dû la pile.....	146
Figure XII. 9 : Ferrailage de pile à la base.....	147
Figure XII. 10 : Dimensions de la semelle.....	149
Figure XII. 11 : Ferrailage semelle.....	150
Figure XII. 12 : 8 culée remblayée.....	150
Figure XII. 13 : Dimensions de la culée. ....	151
Figure XII. 14 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS.....	157
Figure XII. 15 : Ferrailage culées.....	161

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II : PRESENTAION DE PROJET

Tableau II. 1 : Forages.....	20
Tableau II. 2 : les zones de sismicité en Algérie.....	21

### CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Tableau III. 1 : Caractéristiques du béton.....	23
Tableau III. 2 : Contraintes admissibles à la compression du béton.....	24
Tableau III. 3 : Tableau III. 3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	27
Tableau III. 4 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte.....	27

### CHAPITRE IV : CONCEPTION GENERALE

Tableau IV. 1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.....	30
Tableau IV. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.....	34
Tableau IV. 3 : Les dimensions des différentes composantes du voussoir.....	35
Tableau IV. 4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA 0 .....	40
Tableau IV. 5 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.....	41
Tableau IV. 6 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme 1 .....	41
Tableau IV. 7 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.....	45
Tableau IV. 8 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.....	46

### CHAPITRE V : CARACTERISITQUE DU TABLIER

Tableau V. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis.....	49
Tableau IV. 2 : Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis.....	49
Tableau IV. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis.....	50
Tableau IV. 4 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis. ....	50

### CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau VI. 1 : Résultats de calcul des CP .....	53
Tableau VI. 2 : Poids du trottoir + revêtement.....	53
Tableau VI. 3 : Résultats de calcul des CCP .....	53
Tableau VI. 4 : Poids total du tablier .....	54
Tableau VI. 5 : Les classes des ponts selon le RCPR.....	55
Tableau VI. 6 : Le coefficient $a_1$ .....	55
Tableau VI. 7 : La valeur de $v_0$ .....	56
Tableau VI. 8 : Résultat de calcul de $A(l)$ .....	56
Tableau VI. 9 : Coefficients $b_c$ .....	57
Tableau VI. 10 : Résultat de calcule de $B_c$ .....	58
Tableau VI. 11 : Résultat de calcule de $B_c$ .....	58
Tableau VI. 12 : valeur de Surcharge $B_r$ majoré.....	58
Tableau VI. 13 : Coefficients $b_t$ .....	59
Tableau VI. 14 : Résultat de calcule de $B_t$ .....	59
Tableau VI. 15 : valeur de charge $M_c120$ majoré.....	60
Tableau VI. 16 : Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique .....	61

Tableau VI. 17 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l) .....	62
Tableau VI. 18 : Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic.....	63
Tableau VI. 19 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente .....	64
Tableau VI. 20 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l) .....	64
Tableau VI. 21 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc .....	65
Tableau VI. 22 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt .....	67
Tableau VI. 23 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120 .....	68
Tableau VI. 24 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max .....	69

## CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VII. 1 : Le calcul de paramètre d'entretoisement $\theta$ .....	70
Tableau VII. 2 : Le calcul de paramètre de torsion $\alpha$ .....	71
Tableau VII. 3 : Tableau de K pour $\theta = 0.65$ et $\alpha=0$ .....	72
Tableau VII. 4 : Tableau de K pour $\theta = 0.70$ et $\alpha=0$ .....	72
Tableau VII. 5 : Tableau de K pour $\theta=0.67$ et $\alpha=0$ .....	73
Tableau VII. 6 : Tableau de K pour $\theta = 0.67$ et $\alpha=1$ .....	73
Tableau VII. 7 : Tableau de K pour $\theta=0.67$ et $\alpha=0.198$ .....	74
Tableau VII. 8 : Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres ...	74
Tableau VII. 9 : Tableau des moments réels pour les différentes positions des poutres.....	78
Tableau VII. 10 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m) .....	79
Tableau VII. 11 : Valeurs de coefficient $\epsilon'0$ pour $\theta = 0.523$ .....	81
Tableau VII. 12 : Valeurs de coefficient $\epsilon'1$ pour $\theta = 0.523$ .....	81
Tableau VII. 13 : Valeurs du coefficient de répartition $\epsilon'\alpha$ pour $\theta = 0.67$ et $\alpha=0.198$ .....	82
Tableau VII. 14 : Valeurs du coefficient de répartition $\epsilon'\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres.	82
Tableau VII. 15 : Tableau des efforts tranchants réels sur appui pour les différentes positions des poutres.....	85
Tableau VII. 16 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m) .....	86

## CHAPITRE VIII : MODELISATION DU TABLIER

Tableau VI. 1 : Comparaison entre les valeurs manuelles et automatique .....	89
--	----

## CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau IX. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats De logiciel .....	90
Tableau IX. 2 : Résultats de pré-vérification des contraintes .....	92
Tableau IX. 3 : Position des câbles .....	94
Tableau IX. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage .....	95
Tableau IX. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres .....	95
Tableau IX. 6 : Valeurs des coefficients $f$ et $\varphi$ .....	96
Tableau IX. 7 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement .....	97
Tableau IX. 8 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage .....	97
Tableau IX. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton .....	98
Tableau IX. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton .....	99
Tableau IX. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification .....	99
Tableau IX. 12 : Caractéristiques de chaque phase de vérification .....	100
Tableau IX. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase .....	101
Tableau IX. 14 : Les résultats de calcul $\sigma_x$ et $\tau_1$ .....	102

Tableau IX. 15 : Vérification des contraintes tangentielles .....	102
Tableau IX. 16 : Résultat de calcul $\beta_u$ .....	103

## CHAPITRE X : ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau X. 1 : Ferrailage transversal de la dalle .....	109
Tableau X. 2 : tableau des vérifications.....	116
Tableau X. 3 : Application numérique.....	116
Tableau X. 4 : Application numérique.....	121

## CHAPITRE XI : ETUDE SISMIQUE

Tableau XI. 1 : calcul des masses des piles.....	124
Tableau XI. 2 : Les étapes de la modélisation.....	125
Tableau XI. 3 : Valeurs des périodes et participations massique des 8 premiers modes.....	127

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XII. 1 : Positionnement et hauteur des piles.....	136
Tableau XII. 2 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	138
Tableau XII. 3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.....	138
Tableau XII. 4 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.....	139
Tableau XII. 5 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELA.....	139
Tableau XII. 6 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.....	147
Tableau XII. 7 : Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	148
Tableau XII. 8 : Evaluation des efforts à vide.....	149
Tableau XII. 9 : Vérification du tiers central à vide.....	149
Tableau XII. 10 : Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement.....	149
Tableau XII. 11 : Vérification de la stabilité au renversement et au glissement à vide.....	150
Tableau XII. 12 : Evaluation des efforts en service.....	150
Tableau XII. 13 : Vérification du tiers central en service.....	151
Tableau XII. 14 : Vérification de la stabilité au renversement et au glissement en service.....	151
Tableau XII. 15 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.....	154

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

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

## CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : Généralités sur les ponts

I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition d'un pont .....	2
I.3. Les différentes parties d'un pont .....	2
II.4. Classification des ponts .....	3
II.5. Classification des ponts .....	12

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION .....	17
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	17
II.2.1. BUT DE L'ETUDE.....	17
II.2.2. Situation du projet.....	17
II.2.2.1. Trace en plan.....	18
II.2.2.2. Profil en long .....	18
II.2.2.3. Profil en travers.....	19
II.2.3.1. Données géotechniques .....	19
II.2.3.1.1. Choix du type de fondation.....	20
II.2.3.2. Données topographiques.....	21
II.2.3.3. Données sismologiques .....	21
II.2.3.4. Données climatiques.....	22
II.3. CONCLUSION.....	22

## CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION.....	23
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	23
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	23
III.4. Classe de justification de la précontrainte.....	28
III.4. Conclusion.....	28

## CHAPITRE IV : CONCEPTION GENERALE

IV.1. INTRODUCTION.....	29
IV.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE .....	29
IV.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES .....	30
IV.3.1.1. Conception longitudinale .....	30
IV.2.1.2. La conception de section transversale.....	31
IV.2.1.3. Conception longitudinale .....	34
IV.2.1.4. Découpage des voussoirs .....	39
IV.2.1.5. Conception transversale .....	40
IV.2.2.1. Conception longitudinale .....	42
IV.3. ANALYSE MULTICRITERE.....	45
IV.4. CONCLUSION .....	46

## CHAPITRE V : CARACTERISITQUE DU TABLIER

V. 1. INTRODUCTION.....	47
V. 2. Caractéristique du tablier.....	47

V. 3. Détermination des caractéristiques géométriques des sections de poutre .....	48
V.4. CONCLUSION .....	51

## CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

VI. 1. INTRODUCTION.....	52
VI. 2. Description des charges et surcharges .....	52
VI. 3. Évaluation des charges et surcharges .....	53
VI. 3.1. Évaluation des charges .....	55
VI. 3.3.1. Les caractéristiques de pont .....	55
VI. 3.3.2. Système de charge A (L).....	57
VI. 3.3.4. Charges militaires Mc 120 .....	61
VI. 3.3.5. Convoi exceptionnelle D240.....	62
VI. 3.3.6. Coefficient de majoration dynamique .....	63
VI. 3.3.7. Efforts de freinage.....	63
VI. 3.3.8. Force centrifuge .....	63
VI. 3.3.9. Action thermique.....	63
VI. 3.3.10. Les Combinaisons d'actions .....	63
VI. 3.3.11. Coefficients pour les actions dues au trafic.....	64
VI.4. Evaluations des efforts longitudinaux .....	64
VI. 4.1.1. Sous La charge permanente .....	65
VI.4.1.2. Sous la charge de système A(l) .....	65
VI.5. CONCLUSION .....	70

## CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION .....	71
VII. 2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET) .....	71
VII. 2.1.1. Calcul de paramètre d'entretoisement $\theta$ .....	71
VII. 2.1.2. Calcul de paramètre de torsion $\alpha$ .....	72
VII. 2.2.1. Coefficients de répartition transversale $K\alpha$ .....	73
VII.2.2.2. Construction des lignes d'influence.....	75
VII.2.2.3. Etude du chargement .....	76
VII.2.3.1. Coefficient de répartition $\epsilon_\alpha, \epsilon'_\alpha$ :.....	80
VII.3. CONCLUSION.....	<b>86</b>

## CHAPITRE VIII : MODELISATION DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION .....	87
VIII.2. LES ETAPES DE MODELISATION .....	87
VIII.3. RESULTATS .....	87
VIII.4. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS MANUELLES ET AUTOMATIQUES .....	89
VIII.5. CONCLUSION .....	89

## CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IX. 1. INTRODUCTION.....	90
IX. 2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE .....	90
IX. 3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE .....	91
IX. 4. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	91
IX. 5. TRACE DU CABLE.....	92
IX. 6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE .....	96
IX. 6.1.1. Pertes due au frottement.....	97
IX. 6.1.2. Pertes par recul de l'ancrage.....	97

IX. 6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton .....	98
IX. 6.2.1. Pertes dues au retrait du béton.....	98
IX.6.2.2. Pertes dues au fluage du béton .....	98
IX. 6.2.3. Pertes par relaxation .....	99
IX.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS.....	99
IX.7.2.1. Contrainte admissible.....	100
IX.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU .....	103
IX.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE .....	105
IX. 10. VERIFICATION DE LA FLECHE .....	103
IX. 11. CONCLUSION.....	107

## CHAPITRE X : ETUDE DE L'OURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

X.1. INTRODUCTION.....	108
X. 2. ÉVALUATION DES EFFORTS.....	108
X. 2.3.1. Les armatures transversales .....	109
X.2.3.2. Les armatures longitudinales .....	110
X.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE .....	110
X.3.1. Définitions et principe de ferrailage .....	110
X.3.2. Modélisation et évaluation des efforts .....	110
X.3.3. Ferrailage.....	111
X.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui) .....	112
X.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure.....	112
X.3.3.3. Cadres transversales (effort tranchant).....	112
X.4. EQUIPEMENT DU PONT .....	113
X. 4.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	114
X. 5. CONCLUSION .....	122

## CHAPITRE XI : ETUDE SISMIQUE

XI. 1. INTRODUCTION.....	123
XI. 2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE .....	123
XI. 3. METHODES D'ANALYSE SISMIQUE .....	123
XI. 3.1. Analyse monomodale spectrale.....	124
XI. 3.2. La méthode multimodale spectrale .....	124
XI. 3.2.1. Modélisation.....	124
XI. 3.2.2. Modes significatifs .....	127
XI. 3.2.3. Combinaison des réponses modales .....	127
XI. 3.2.4. Modes propres .....	128
XI. 3.2.5. Spectre de réponse.....	131
XI. 4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES.....	132
XI. 5. RESULTATS .....	132
XI. 5.1. Le déplacement maximal de l'ouvrage .....	132
XI. 5.2. Sollicitations défavorables .....	133
XI. 6. CONCLUSION .....	134

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XII.1. INTRODUCTION .....	136
XII.2. ETUDE DE LA PILE .....	136
XII.2.1. Conception de la pile .....	136
XII.2.2. Evaluation de la raideur totale K .....	137
XII.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	138
XII.2.4. Ferrailage de la pile .....	139

XII.2.4.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement.....	140
XII.2.4.2. Calcul du ferrailage.....	140
XII.2.4.3. Ferrailage transversal.....	143
XII.2.5. Etude de la fondation sous pile .....	143
XII.2.5.1. Dimensionnement de la fondation .....	143
XII.2.6.2. Ferrailage de la fondation .....	145
XII.3. ETUDE DE LA CULEE.....	146
XII.4. Ferrailage des éléments de la culée.....	151
XII.4.1. Ferrailage du mur garde grève .....	151
XII.4.2. Etude de mur en retour.....	152
XII.4.3. Dalle de transition.....	154
XII.4.4. Mur frontal.....	154
XII.4.5. Corbeau d'appui de la dalle de transition .....	155
XII. 5. Ferrailage de la semelle .....	155
XII.6. CONCLUSION.....	161

## CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE.....	158
--------------------------	-----



# **INTRODUCTION GENERALE**



# INTRODUCTION GENERALE

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont sur la quatrième rocade autoroutière d'Ain Defla sur 205Km au PK 33+297.140 à 33+503 .186 de l'itinéraire, où traverse un oued.

Dans notre travail, nous allons traiter les étapes principales de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde ,Où on va baser sur l'étude d'exécution qui comporte les calculs détaillés des parties prenantes de l'ouvrage, et permet de mettre le point sur l'inventaire des charges permanentes et routières susceptible de solliciter le pont, le calcul des sollicitations de chaque élément, étude de la précontrainte, la vérification d'état de contraintes et la détermination du ferrailage nécessaire.



# **CHAPITRE I**

## **Généralités sur les ponts**



## I.1. INTRODUCTION

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels), également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, barrage, digue) et aussi un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

## I.2. DEFINITION D'UN PONT

Selon la petite Larousse un pont est « un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou à permettre le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation »

Le terme « pont » désigne en général tout ouvrage en élévation construit in-situ permettant de franchir un espace. Cet espace peut être naturel (cours d'eau, vallée, etc...) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc...).

Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur.

On peut distinguer les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau** : petit pont d'une seule travée (5 à 8m).
- **Viaduc** : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.
- **Passerelle** : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes...etc.

## I.3. LES DIFFERENTS PARTIE D'UN PONT

Un pont se compose de :

➤ Partie superstructure :

- Le tablier : élément résistant portant la voie Partie infrastructure :
- Les appuis : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent 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 des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.)
- Les appuis peuvent reposer sur des fondations :
  - Superficielles — Semi-profondes (gros béton) — Profondes (pieux ou barrettes)

- Les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la 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

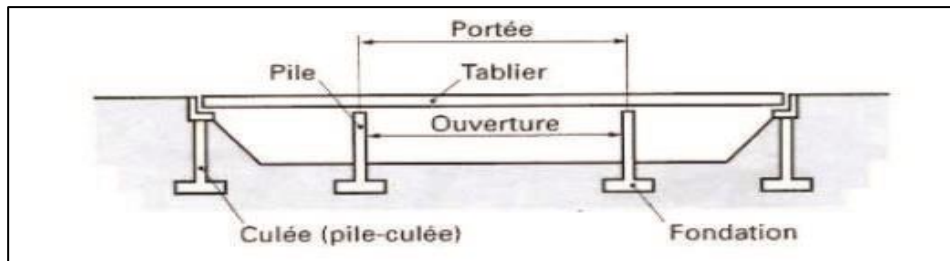


Figure I.1 : Les différentes parties du pont.

## I.4. CLASSIFICATION DES PONTS

On peut classer les ponts selon :

1. Le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
2. La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc...etc.).
3. La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.)
4. La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
5. Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
6. La voie portée (passage supérieur ou inférieur)

### I.4.1. Selon le matériau utilisé

**PONT EN BOIS** : il est apparu en Chine au Ier siècle avant J-C, il joue un rôle important dans l'architecture du Moyen Âge, leur établissement étant facile et peu dispendieux.



Figure I.2 : Pont en bois.

**PONT EN MAÇONNERIE** : La limite d'utilisation des ponts en bois, et la découverte du ciment par les Romains a fait naître des ponts maçonneries qui sont construits en voûte ou (succession des arches) constitués de pierres taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimées.

Les ponts en maçonnerie constituent la majeure partie de notre patrimoine en Ouvrages d'Art tant par leur nombre que par leur valeur historique et architecturale.

Une arche de pont en maçonnerie est constituée d'une voûte, reposant sur les piles ou les culées, surmontée d'un remplissage ou remblai supportant la chaussée et soutenu par les murs de tête

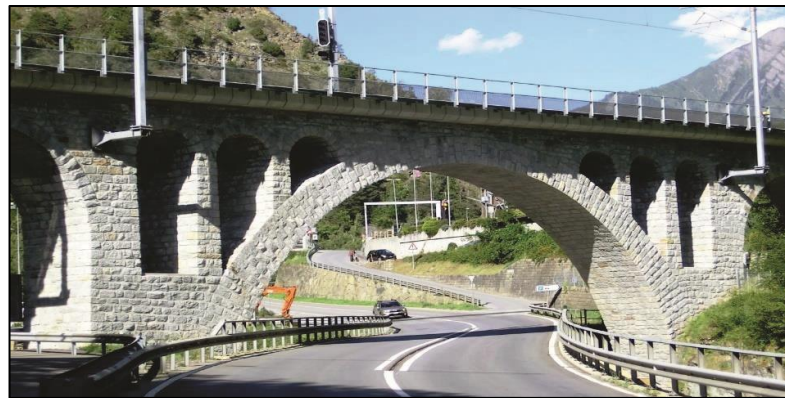


Figure I.3 : Pont en maçonnerie.

**PONT METALLIQUE** : Un pont métallique désigne un pont dont la structure est réalisée en métal, à savoir en fer, en fonte ou en acier qui possède une bonne résistance à la traction ainsi une grande ductilité

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles utilisent souvent des tôles ou des profilés selon que l'on désire réaliser tel ou tel ouvrage. Les structures constituées à partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables de décapage, de perçage et de soudage en usine. Les opérations sur site sont limitées à des assemblages des modules primaires après les opérations de ripage ou de levage, permettant de rapprocher les zones d'assemblage

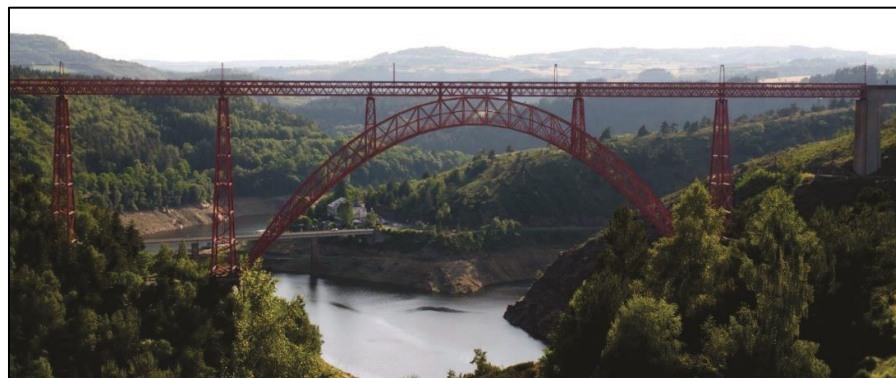


Figure I.4 : Pont métallique.

- Le béton est le matériau utilisé systématiquement pour la réalisation des fondations et des appuis de tous les ponts modernes. Il est aussi très largement appliqué pour l'exécution des tabliers, soit sous la forme de béton armé, soit sous la forme de béton précontraint.

**PONT EN BETON ARME** : L'apparition du premier pont avec ce matériau en 1890, il s'agit d'un pont en arc coulé sur des cintres en bois



Figure I.5 : Pont en béton armé.

**PONT EN BETON PRECONTRAINTE** : le premier pont en béton précontraint est conçu en 1946 avec une portée de 55mètre et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoir après la découverte En 1928 EUGENE FREYSSINET

Dans le calcul du béton armé, la part du béton qui est en traction est négligée. On comprend alors qu'une partie importante du matériau « ne sert » qu'à éloigner les aciers (tirants) du centre de gravité des sections fléchies. Au contraire, l'idée qui a conduit à l'avènement du béton précontraint consiste à placer la matière dans un état pour lequel on peut profiter de toute la section de béton.

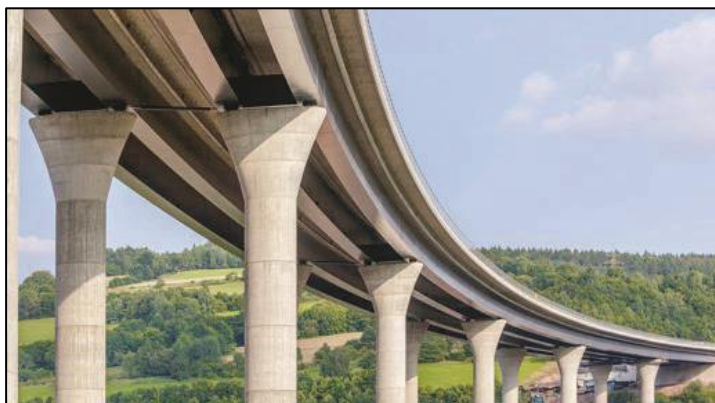


Figure I.6 : Pont en béton précontrainte.

**Types de précontrainte** : On distingue actuellement 2 grands types de précontrainte : la précontrainte par pré-tension et celle par post-tension.

- **Précontrainte par post-tension** : Dans la post-tension, des conduites destinées à recevoir les torons sont placés dans le coffrage, suivant le tracé pré-établi. Un câble est un ensemble de torons. Après bétonnage et durcissement du béton jusqu'à une valeur minimale (à contrôler précisément), les torons sont introduits dans les conduites, assemblés dans des têtes d'ancrage, puis tendus à l'aide d'un vérin
- **Précontrainte par pré tension** : Les torons, disposés dans le coffrage aux emplacements voulus, sont préalablement tendus, c'est-à-dire avant le coulage du béton. Le béton est

- Ensuite coulé dans les coffrages. Une fois durci et suffisamment résistant, on coupe les torons à l'extrémité des poutres, et, par adhérence, les torons sollicitent le béton en compression. Cette méthode est utilisée en usine de préfabrication.

#### I.4.2. Selon la nature de la voie portée

**PONT ROUTIER** : est un pont supportant une route pour les véhicules automobiles

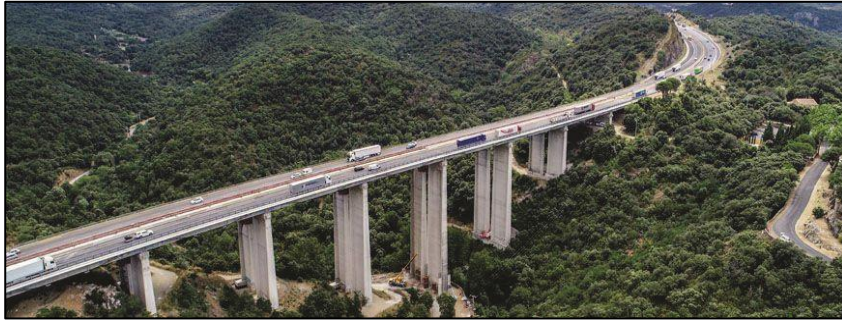


Figure I.7 : Pont routier.

**PONT-RAIL** : ou pont ferroviaire, est un pont construit pour supporter une ligne de chemin de fer et permettre le passage de trains



Figure I.8 : Pont ferroviaire.

**PONT CANAL** : est un pont qui permet à un canal de franchir un obstacle en déblai, une vallée ou un vallon le plus souvent. Un autre usage du pont-canal est l'accès par l'amont à un ascenseur à bateaux



Figure I.9: Pont canal.

**PONT AQUEDUC** : Les aqueducs ou ponts hydrauliques sont des ponts construits pour acheminer les cours d'eau à travers des lacunes telles que des vallées ou des ravins. Le terme aqueduc peut également être utilisé pour désigner l'ensemble du cours d'eau

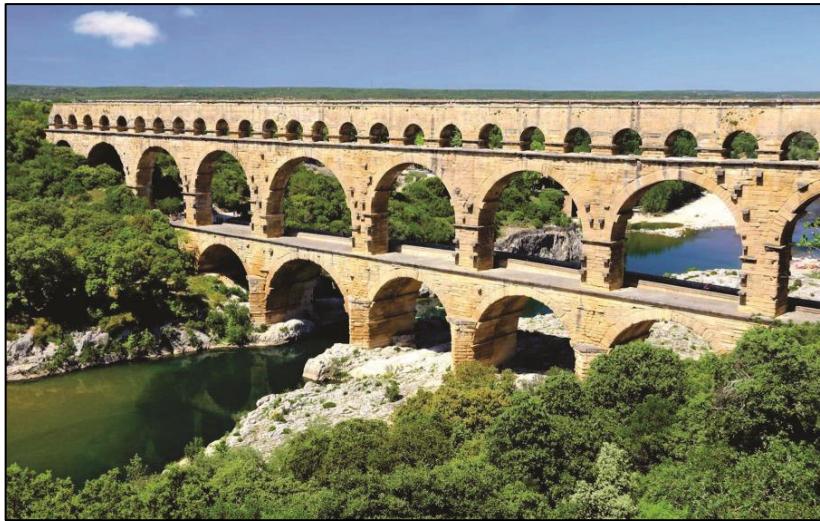


Figure I.10: Aqueduc.

#### I.4.3. Selon la structure

**PONT A POUTRES** : désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Ils peuvent être construits sur presque tous les types de terrain, grâce à leur mode constructif. Il enjambe des distances importantes

- Formes de poutres : âmes pleines, caissons, treillis, bow-strings.
- Matériel : métal, béton armé, béton précontraint, bois ou matériaux composites.



Figure I.11: Pont en poutre-caisson.

**PONT SUSPENDU** : désigne un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées à la culée, sur les berges.

Les tous premiers sont apparus en Chine au 1er siècle avant J-C, mais ceux qu'on peut voir de nos jours sont apparus en Grande-Bretagne, en 1802.

- **Matériaux :** Le béton, le béton armé, le béton précontraint et l'acier.
- **Caractéristiques :** Le principe du pont suspendu est de maintenir le poids du tablier par deux câbles porteurs solidement arrimés aux berges. Il ne peut être construit sur n'importe quel sol, car il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds.
- **Raisons de la construction :** On avait besoin de trouver un type de pont capable de résister à des poids lourds sur plusieurs kilomètres, et les ponts suspendus sont ceux qui correspondent à ce que l'homme recherchait.



Figure I.12: Pont suspendu.

**PONT A HAUBANS :** un pont où le tablier est suspendu par des câbles issus de pylônes. Les matériaux utilisés sont identiques au pont suspendu et ont les mêmes contraintes mécaniques. Contrairement aux ponts suspendus, qui tiennent grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives, les ponts à haubans tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont. Il constitue une avancée par rapport au pont suspendu sur les sols meubles, mais cependant limitée par la portée moindre du pont à haubans. Les ponts à haubans ont effectivement de moins grandes portées que les ponts suspendus car les piliers où sont rattachés les haubans doivent être élevés, et par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation, ce qui fait que les très grandes portées ne vont pas au-delà de 900 m, bien que les experts considèrent qu'il serait possible de construire des ouvrages à haubans jusqu'à 1 500 m de portée.

La technique a fait son chemin et le premier pont à haubans conçu par l'allemand Immanuel Löscher voit le jour en 1784



Figure I.13: Pont à haubans.

**PONT-DALLE** : il est constitué dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

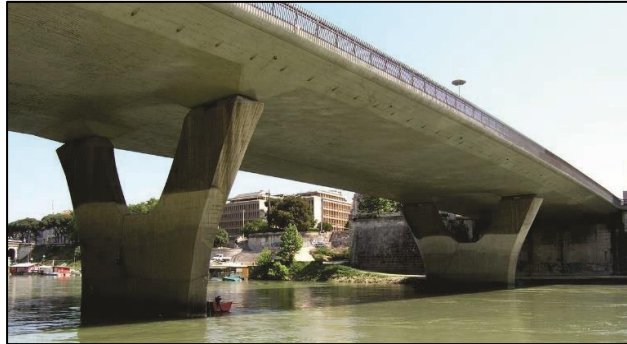


Figure I.14: Pont dalle.

**PONT EN ARC** : est un pont dont la ligne de la partie inférieure du pont (intrados), est en forme d'arc. Dans ces ponts, l'ensemble de charges permanentes ou temporaires appliquées au pont est repris dans l'arc en compression pour être transféré sur les appuis en rives, les culées.

Le pont en arc est comprimé, c'est ce qui le fait " tenir ", la partie (avec les butées) qui supporte le poids du pont s'appelle la clé de voûte, qui est la partie centrale de la voûte. Donc pour avoir une structure forte et qui tienne, il fallait que le pont soit lourd.

De nos jours, on utilise des matériaux telle que l'acier, le béton armé, qui est plus économique et plus résistant à la flexion.



Figure I.15: Pont en arc.

**I.4.4. Selon la forme**

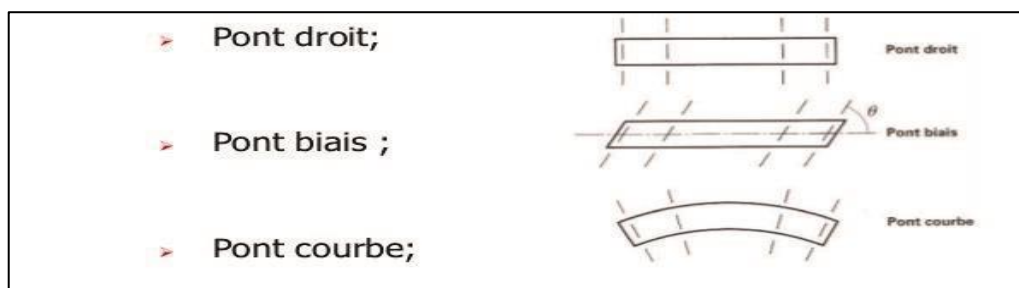


Figure I.16: Les différentes formes d'un pont.

**I.4.5. Selon leur mode d'exécution**

Pont réalisé par :

**ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :** Cette technique est couramment utilisée aujourd'hui en particulier dans les ponts en béton précontraint, on construit un voussoir encastré dans une culée massive, formant l'amorce du tablier ; le voussoir est mis en précontrainte puis l'équipage portant le coffrage est déplacé vers l'avant, et on bétonne le second voussoir, etc.

Cette technique permettait d'augmenter la portée des ponts au-delà de la dimension des troncs d'arbres.

Construire l'ouvrage fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau étant réalisé en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs

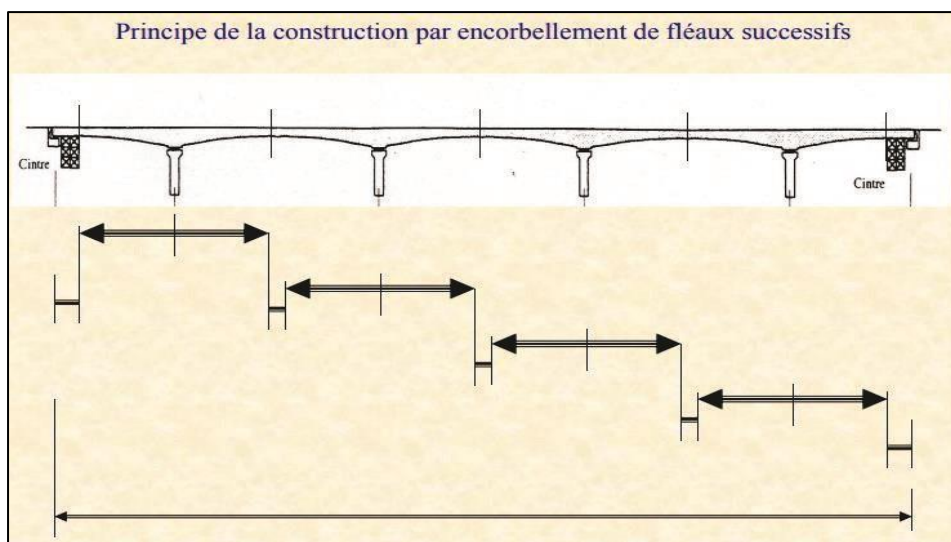


Figure I.17: schéma de construction par encorbellement successif.

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients de la méthode d'encorbellement successifs.

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ S'affranchit de tout appui au sol</li> <li>▪ permet une gamme de portées très vaste (de 50 m environ jusqu'à 300 m) accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, Profil en long)</li> <li>▪ Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (Équipages mobiles)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Conduit à des ouvrages lourds (plus lourds que les ouvrages mixtes)</li> <li>▪ La répartition du poids propre entraîne des ouvrages épais sur appuis</li> </ul>

**POUSSAGE :** Cette méthode est inspirée de la technique du lançage des ponts métalliques.

Le tablier est constitué de tronçons successifs exécutés sur une aire de fabrication fixe et assemblés par précontrainte. Au fur et à mesure de la fabrication des tronçons, la poutre continue ainsi constituée est translaturée au-dessus des piles jusqu'à sa position définitive.

Afin de limiter les efforts de porte-à-faux lors des opérations de poussage et faciliter le franchissement des appuis, l'extrémité du tablier est équipée, généralement, d'un avant-bec métallique, parfois associé à un mât équipé de haubans provisoires.

Pour cette technique le tablier doit être de hauteur constante, il faut pouvoir disposer en arrière des culées d'une longueur suffisante (au moins la longueur d'une travée) pour aménager l'aire de fabrication du tablier. Le tablier peut être une dalle, une dalle nervurée ou un caisson.



Figure I.18: Poussage du tablier.

**SUR CINTRE :** Quand le tablier est situé à faible hauteur au-dessus d'un sol de bonne portance et qu'il n'y a pas de contrainte d'occupation de la brèche à franchir, la méthode de construction la plus simple et la plus économique consiste à réaliser le tablier sur un cintre ou sur un échafaudage directement appuyé au sol.

Cette méthode de construction est celle qui est la plus couramment utilisée pour les ponts courants en béton. Elle est particulièrement adaptée pour la réalisation de ponts dalles, de cadres ou de portiques coulés en place.



Figure I.19: Cintre auto-lanceur.

**POUTRES PREFABRIQUES :** Ce procédé de construction consiste à réaliser le tablier d'un pont au moyen de poutres préfabriquées, mises en place sur leurs appuis définitifs avec des dispositifs de manutention et de pose appropriés, et reliées entre elles dans le sens transversal par un hourdis sous chaussées et des entretoises.

Deux types d'ouvrages sont principalement réalisés avec cette méthode :

- Les ouvrages autoroutiers (passages supérieurs et inférieurs) de faibles portées, constitués, soit de poutres en béton armé, soit de poutres précontraintes par pré-tension (poutres PRAD).
- Les ouvrages de portées moyennes dont les poutres sont en béton précontraint par post-tension.

Les avantages de ce type d'ouvrage résident essentiellement dans leur rapidité d'exécution et leur caractère économique dans le cas d'ouvrages répétitifs permettant une industrialisation de la fabrication.



Figure I.20 : Poutre préfabriquée.

## I.5. CONCLUSION

Chaque pont est un ouvrage unique qui nécessite une analyse de tous les paramètres intervenants et une étude spécifique complète





# **CHAPITRE II**

## **PRESENTAION DE PROJET**



## II. PRESENTATION DE PROJET

### II.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leurs utilité et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre au problème lié à la nature du site c'est à dire franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, cette utilité se traduit sur terrain par l'usage courant et prépondérant de ce type d'ouvrage particulièrement en ALGERIE.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception. Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser les différentes informations liées à notre projet.

### II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

#### II.2.1. But de l'étude

L'ouvrage qui a fait l'objet de notre étude consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art sur la quatrième rocade autoroutière d'Ain Defla sur 205Km au (PK : 33+300) où l'autoroute traverse un oued.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

#### II.2.2. Situation du projet

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art, Le viaduc comprise entre le PK 33+297 au PK33+504. Où l'autoroute traverse un oued qui relie la Wilaya de **AIN DEFLA** et la Wilaya de **MEDEA** sur une longueur d'environ de 205 ml



Figure II.1 : Location du projet

### II.2.2. Données relative à l'ouvrage

La conception d'un pont est conditionnée par deux types de données et de contraintes :

- Contraintes ou **données naturelles** qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. (Données géotechnique, topographique, géologique, sismique...).
- Contraintes ou **données fonctionnelles** fixées par le maître d'ouvrage. (Trace en plan, profil en long.).

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

### II.2.2. Données fonctionnelles

Notre pont est un ouvrage courbé ( $R=750$ ), qui franchit une pente très accidentée sur une longueur totale d'environ 205m et il a une déclivité longitudinale de **5.3%**.

#### II.2.2.1. Trace en plan

C'est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Ce projet s'agit de réaliser deux ponts jumeaux (la longueur de pont gouache est de **178 m** et la longueur de pont droite est de **205 m**) et **26.5 m** de largeur (les deux ponts).

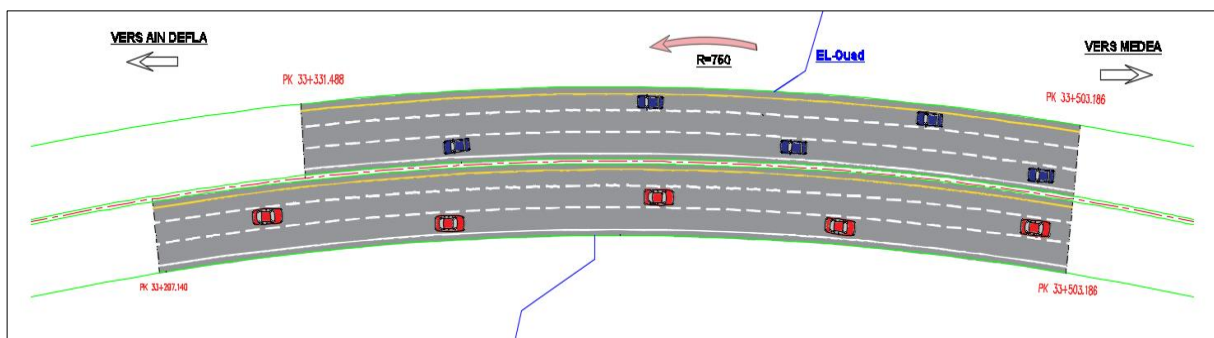


Figure II.2 : tracé en plan de l'ouvrage

#### II.2.2.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Le présent ouvrage présente une pente de **5.3%**, le pont franchit un terrain accidenté, Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

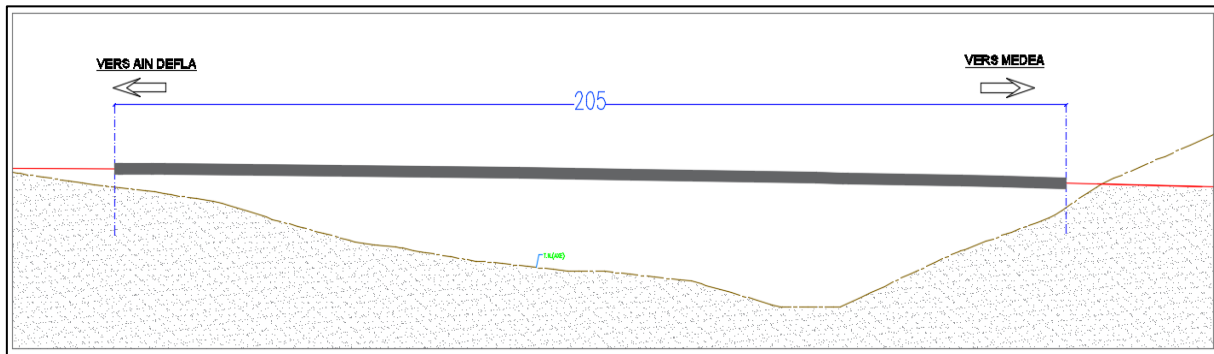


Figure II.3 : Profil en long de l'ouvrage

### II.2.2.3. Profil en travers

Il est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Pour notre cas l'ouvrage est constitué de deux chaussées comporte les caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable totale :  $L_r = 12$  m.
- Nombre de voies de circulations :  $N = 3$  voies par côté.
- Dévers : 5.3 %.

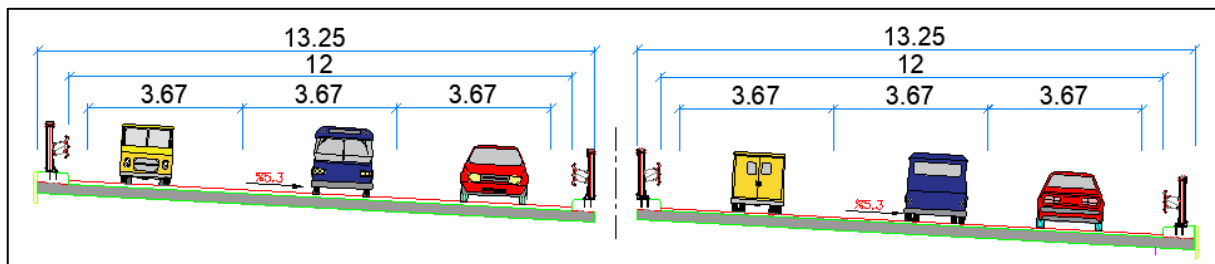


Figure II.4 : Profil en travers de l'ouvrage

## II.2.3. Données naturelles

### II.2.3.1. Données géotechniques

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Dans la zone de notre projet, un forage d'exploration du sol (S-451) a été réalisé, dans la phase d'avant-projet, et par la suite quatre forages d'exploration de sol (BH-155, BH-156, BH-156A, BH-157 et BH-158) ont été réalisés. Les locations des explorations sont indiquées dans *Figure II.5*

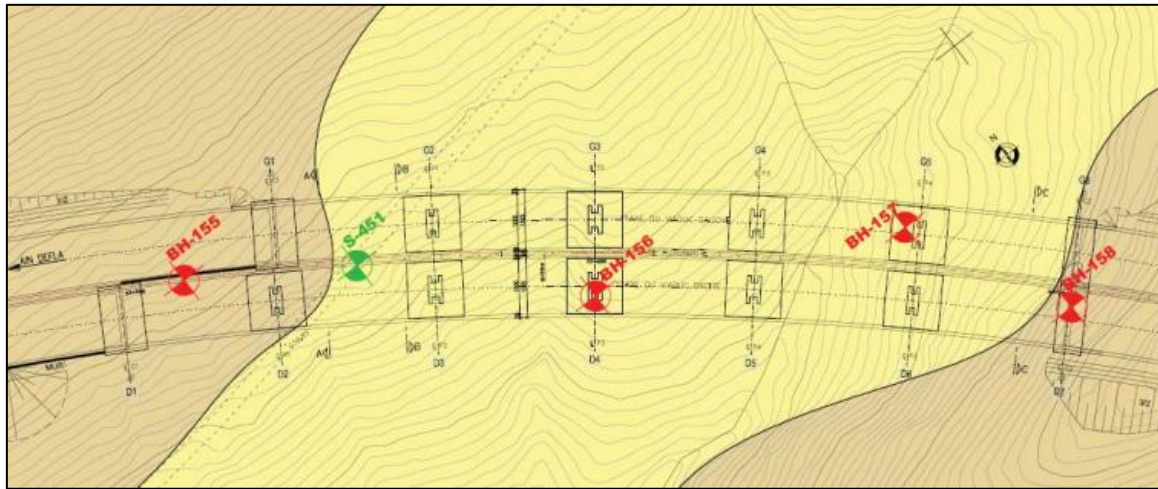


Figure II.5 : Les locations des explorations

Les informations sur les forages effectués sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 1: Forages

Forage No	Profondeur (m)	PK	X	Y	Z
S-451 (COBA)	12.00	33+354	465 369.39	4 001 941.66	638
BH-155 (MAPA)	20.00	33+311	465 338.15	4 001 964.23	641
BH-156 (MAPA)	25.00	33+400	465 406.10	4 001 905.43	624
BH-156A (MAPA)	10.50	33+300	465 434.71	4 001 885.56	614
BH-156A (MAPA)	26.00	33+466	465 467.77	4 001 875.77	625
BH-158 (MAPA)	20.00	33+503	465 485.63	4 001 840.20	641

D’apert les Résultats Pressiométriques, il est recommandé de prendre en compte la catégorie de sol comme **S2** dans la conception structurelle de notre projet. Les capacités portantes sont calculées pour les dimensions variables des fondations définies en tenant compte des charges données par le dessinateur structurel pour chaque pile.

- La valeur de contrainte admissible nette du sol en situation statique est :  
 $q_{all,nette} = 1000\text{kPa}$
- La valeur de la capacité de portante des fondations de mur en cas de séisme soit :  
 $q_{all,nette (EQ)} = 1500\text{kPa}$

### II.2.3.1.1. Choix du type de fondation

Comme le profil géologique le fait observer, les fondations du l’ouvrage reposent sur les rochers de pélite solide. Du fait des caractéristiques géotechniques de ces unités, des problèmes de stabilité ne surviennent pas sous les grandes charges provenant de la structure

du l'ouvrage. Ainsi on a décidé que les piles de l'ouvrage qui reposent sur les rochers de pélite soient constitués avec des fondations superficielles.

### II.2.3.2. Données topographiques

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



Figure II. 6 : Vue d'ensemble de la zone du l'ouvrage

### II.2.3.3. Données sismologiques

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008 divise le territoire algérien en quatre (04) zones de sismicité croissante, soit:

Tableau II. 2 : les zones de sismicité en Algérie

Zone	0	I	Ila	Ilb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Notre ouvrage se situe dans la willaya de **AIN DEFLA** elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA) en **Zone II b** sismicité moyenne.

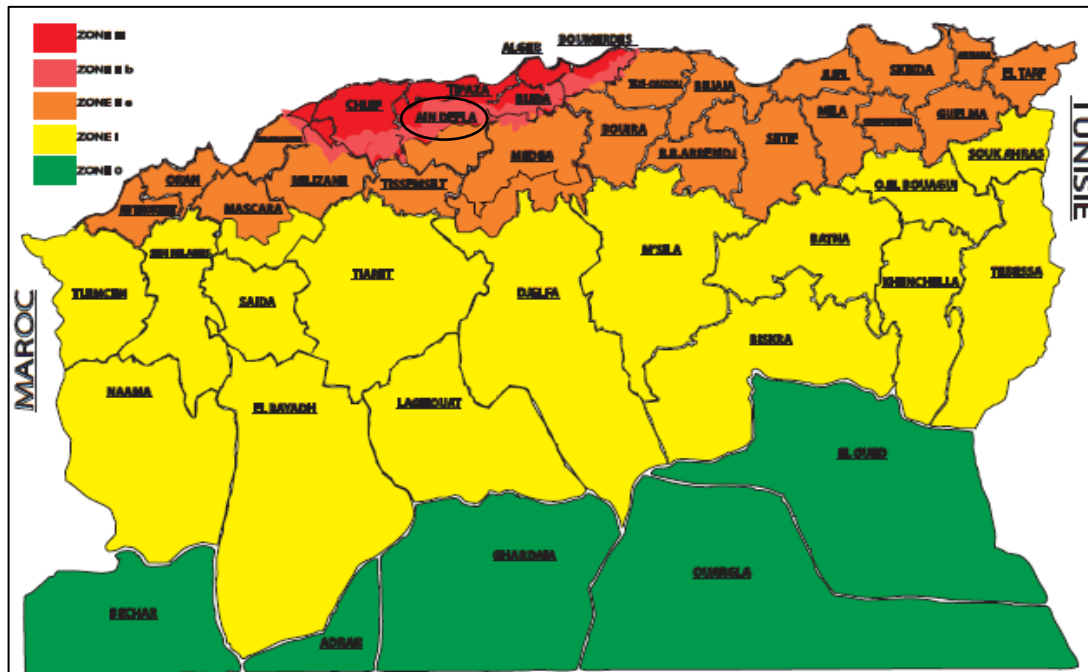


Figure II.7 : Carte de zonage sismique de wilaya de AIN DEFLA

#### II.2.3.4. Données climatiques

##### ○ Actions du vent :

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

##### ○ Actions thermiques :

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, en Algérie du nord (climat tempéré) entre +35°C et -15°C.

### II.3. CONCLUSION

Après avoir rassemblé toutes les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivant de conception, Ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet



# **CHAPITRE III**

## **Caractéristiques Des Matériaux**





### III.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. 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. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage.

### III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guides SETRA.

### III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

#### ○ Béton :

Tableau III. 1 : Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
F <sub>c28</sub> (MPa)	35	27
F <sub>t28</sub> (MPa)	3	2.22
Type de ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	450	350

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ \text{ou} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

NB : La densité du béton armé est de 25KN/m<sup>3</sup>.

➤ **Contraintes Admissibles du Béton :**

**ELU :**  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b (MPa)}$

**ELS :**  $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} (MPa)$

Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée probable d’application de la combinaison d’action

- $\theta = 1 \quad t > 24h$
- $\theta = 0.9 \quad 1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 0.85 \quad t < 1h$

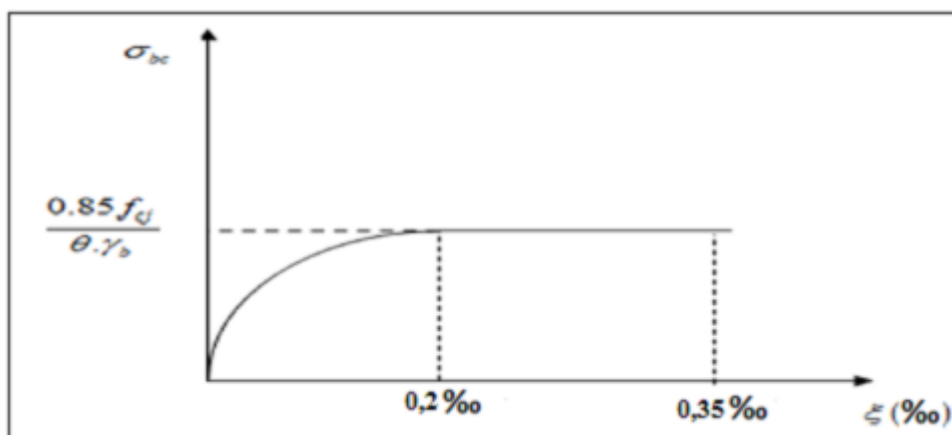
Le coefficient  $\gamma_b$  dépend de la situation du projet

- $\gamma_b = 1.5$  : en situation durable ou transitoire
- $\gamma_b = 1.15$  : en situation accidentelle

Le tableau suivant représente les valeurs des contraintes admissibles dans le béton aux états limites :

**Tableau III. 2 : Contraintes admissibles à la compression du béton.**

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu} (MPa)$	$\gamma_b = 1,5$	22.66	15.30
		$\gamma_b = 1,15$	29.56	19.95
ELS	$f_{bc} (MPa)$		24	16.2



**Figure III.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELU**

### ➤ Déformation

#### • Déformation longitudinale du béton :

On considère le module de déformation longitudinale pour le béton " $E_{ij}$ " est défini par les règles BPEL comme suit :

Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$$

Module de déformation différée (longue durée > 24h) :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}}$$

#### • Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

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

### ○ Les aciers :

On distingue deux types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

**Les aciers actifs** : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

**Les aciers passifs** : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration.

### ➤ Aciers Passifs

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

#### • La limite d'élasticité

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

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égale à  $E_s = 200 \text{ GPa}$ .

Poids volumique :  $g = 78.5 \text{ KN/m}^3$

- **Contrainte limite de traction  $\sigma_s$**

- ✓ **Calcul à l'ELS :**

- Cas de fissuration peu nuisible Pas de limitation de la contrainte
- Cas de fissuration préjudiciable  $\sigma_{st} = (0.5; \sqrt{110})$
- Cas de fissuration très préjudiciable  $\sigma_{st} = (0.4; \sqrt{88})$

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

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

**Dans notre cas :**

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = (0.5; \sqrt{110})$$

Et  $\eta = 1,6$  (acier haute adhérence)

- ✓ **Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su}$$

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

$\gamma_s = \{ 1.15 \text{ En situation durable ou transitoire. } 1.00 \text{ En situation accidentelles} \}$

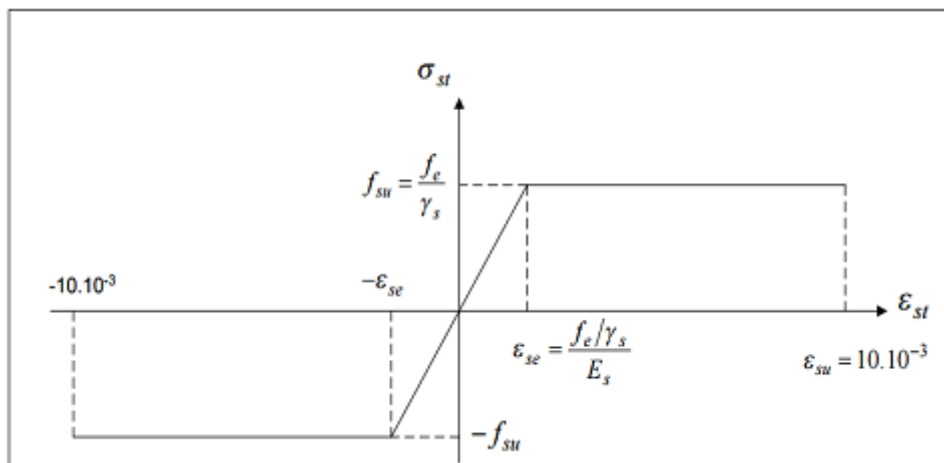


Figure III.2 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier

**Pour notre ouvrage :**

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	Situation durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		Situation accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\};$ $\eta = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.4f_e; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\};$ $\eta = 1.6$		200	200

**➤ Aciers Actifs**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques ci-dessous :

**Tableau III. 4 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte**

Type de torons	12T15
Section d'un toron $A_p$	140 mm <sup>2</sup>
Section d'un câble S	1 680 mm <sup>2</sup>
Diamètre de la gaine $\Phi$	80 mm
Résistance ultime $f_{prg}$	1770 MPa
Limite élastique $f_{peg}$	1593 MPa
Contrainte à l'origine $\sigma_{p0}$	1416 MPa
Coefficient de frottement droit $\phi$	0.002 m <sup>-1</sup>
Coefficient de frottement de courbure f	0.18 rd <sup>-1</sup>
Module d'élasticité $E_p$	190000 MPa
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1000 heures $\rho$	2.5 %
Coefficient de Recul d'ancrage g	6 mm

### III.4. Classe de justification de la précontrainte

**Classe II (la plus courante)** : elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

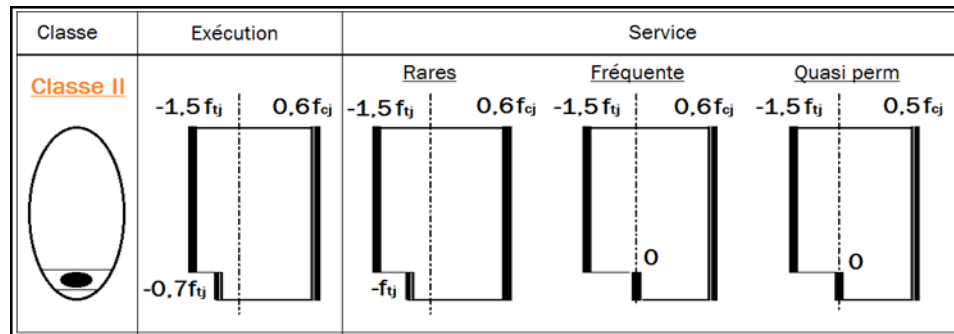


Figure III.3 : Limitation des contraintes des sections en B.P

### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a décrit les éléments de base de construction de notre ouvrage de telle sorte qu'on s'est intéressé aux deux principaux matériaux « BETON ; ACIER » vu l'influence majeure de ces derniers sur la réalisation de l'ouvrage. Et on s'est basé sur les différents livres et thèses qui nous ont servi sur lesquelles on s'est appuyés pour accomplir notre étude.





**CHAPITRE IV**  
**CONCEPTION GENERALE**



## IV. CONCEPTION GENERALE

### IV.1. INTRODUCTION

La conception de l'ouvrage représente la partie essentielle lors de l'élaboration d'un projet pont, elle définit les caractéristiques principales de la structure porteuse du pont.

Le choix d'un type d'ouvrage appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisis doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. En respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Dans ce présent chapitre on va voir qu'elles sont les bases de la conception pour l'élaboration d'un projet de pont et comment dégagé une variante.

### IV.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour aboutir au meilleur choix, il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies (plans technique, économique et esthétique).

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

- L'obstacle à franchir.
- Profil en long de la chaussée.
- Le gabarit à respecter.
- La nature du sol.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les positions possibles des appuis.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

### IV.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

#### IV.3.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTE POST TENSION

Il existe deux types, pont à poutres précontrainte par post-tension (VIPP), et pont à poutres précontrainte par pré-tension (PRAD). Dans notre cas ont choisi les poutres VIPP vu que c'est la solution la plus fréquente car il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Les poutres sont les plus souvent parallèle et équidistante, elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et de talon, reliés entre ces deux derniers par l'âme de faible épaisseur, et la portée peut étendre jusqu'à 50 mètres.

Tous les calculs de cette variante son à partir des documents SETRA : guide de conception VIPP.

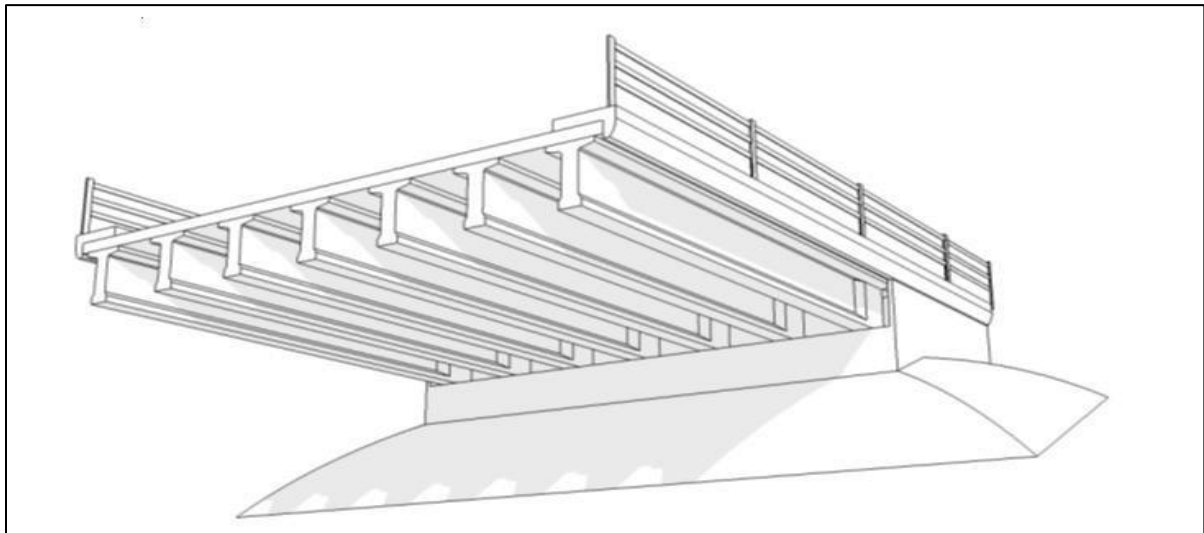


Figure IV. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

##### IV.3.1.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on essaie d'éviter le point le plus bas du sol, et d'économiser les hauteurs des piles adjacentes. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 205m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 25 et 50m. Donc on propose une variante de 6 travées (travées de rive est de 33.7 m de longueur et les. Travées intermédiaires est de 34.4m de longueur) D'où une poutre de 34 m de longueur.

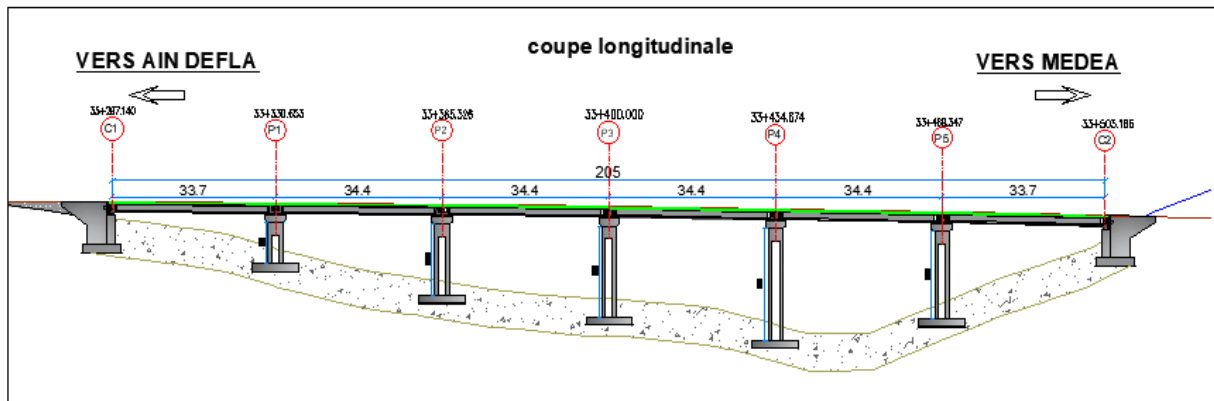


Figure IV. 2 : Conception longitudinale VARIANTE 01

IV.3.1.2. La conception de section transversale

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau IV. 1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
L'entraxe entre les poutres	$140\text{cm} \leq \lambda \leq 200\text{cm}$	$\lambda = 1.9 \text{ m}$
Nombre des poutres	$N = (L_a / d) + 1$ $N = (9 / 1.5) + 1$	$N = 7 \text{ poutres}$
La hauteur de la poutre	$L/20 \leq h_t \leq L/16$	$h_t = 1.8 \text{ m}$
La largeur de la table	Pour évite le risque de déversement ( $b \geq 1.05$ ) $b \geq 0.6xh_t$	$b = 1.2 \text{ m}$
L'épaisseur de la table	$12 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	$e_t = 12 \text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b_{\text{ talon}} \leq 0.9 \text{ m}$	$b_{\text{ talon}} = 0.6 \text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : $E_a \geq 14 + \phi$ (cm) avec :	$E_a = 25 \text{ cm.}$
	Section d'about	$E_a = 60 \text{ cm.}$
L'épaisseur de talon	$10\text{cm} \leq e_{\text{ talon}} \leq 20\text{cm}$	$e_{\text{ talon}} = 20 \text{ cm}$
Entretoise d'about	/	$30 \times 130 \text{ cm}^2$
Epaisseur de l'hourdis	$20\text{cm} \leq e_{\text{ hourdis}} \leq 30\text{cm}$	$e_{\text{ hourdis}} = 25 \text{ cm}$

○ Les goussets :

Ces angles sont disposés pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier, les Câbles précontraints et

**La table de compression :**

$$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$$

$\alpha_1 = 1/10$  La variation de l'épaisseur est majorée en 5 cm.

$\alpha_2$  : est sensiblement égale à  $45^\circ$

La variation de l'épaisseur est majorée environ de 15 cm.

**Le talon :**

L'angle  $\alpha_3$  est égal à  $45^\circ$ .

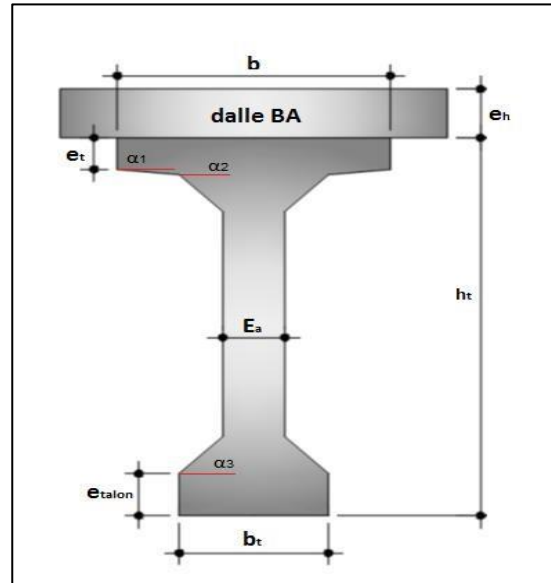


Figure IV. 3: Notation des dimensions

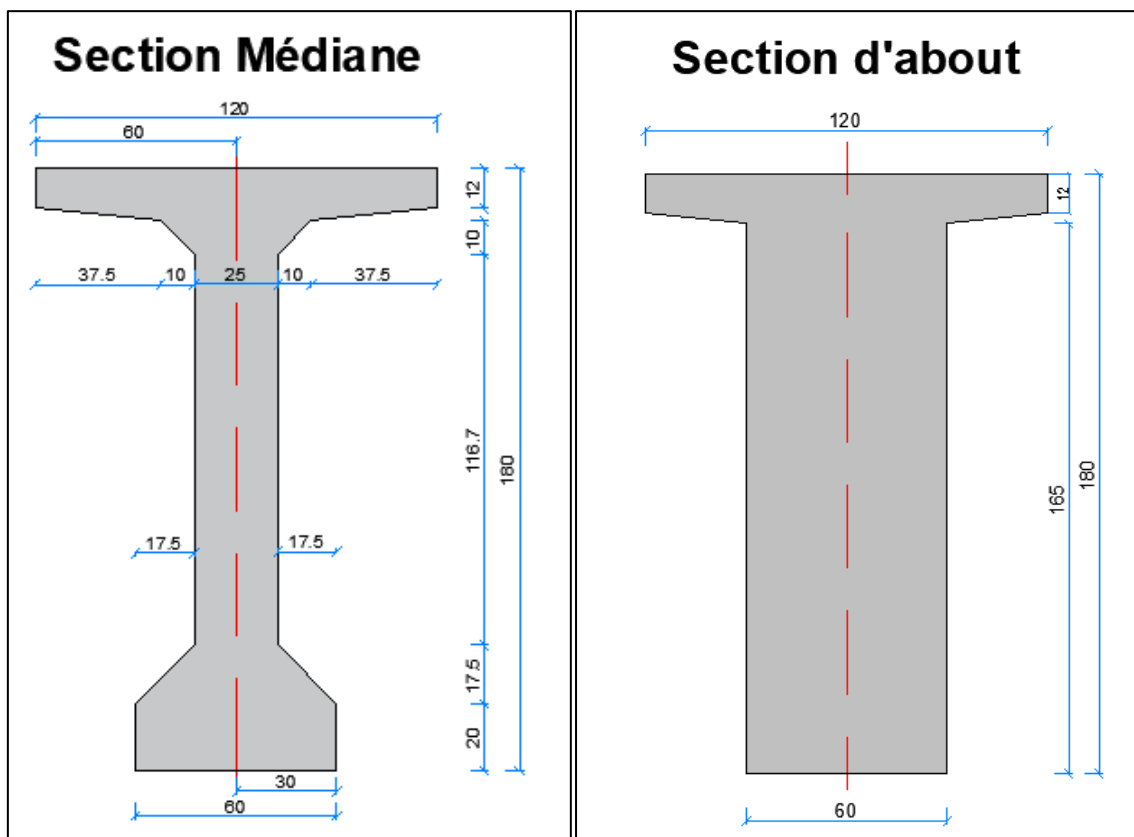


Figure IV. 4 : Les sections de la poutre VARIANTE 01

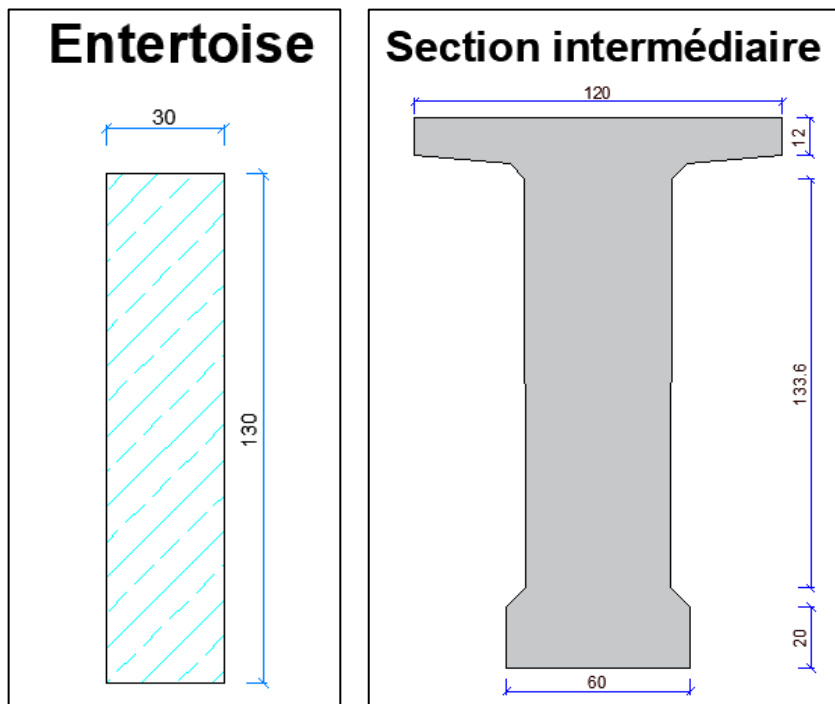


Figure IV. 5 : Les sections de la poutre VARIANTE 01

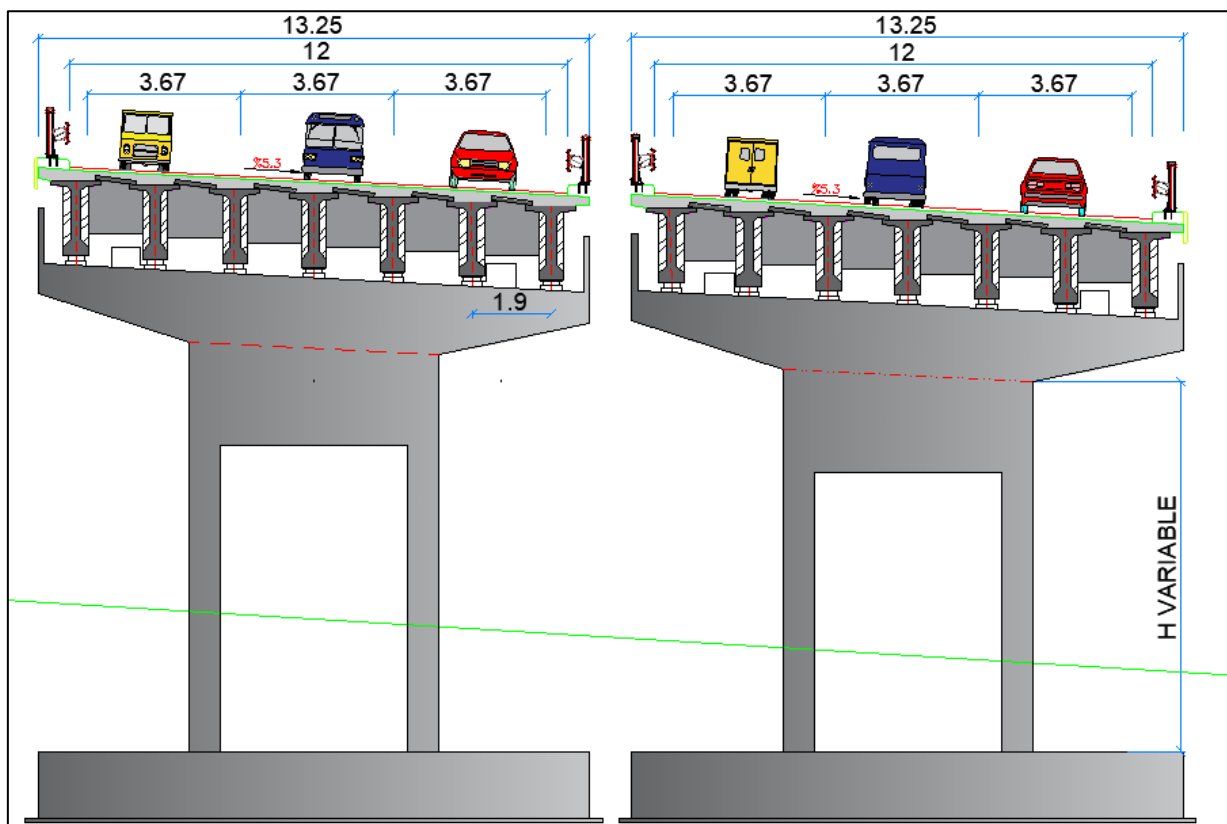


Figure IV. 6 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01

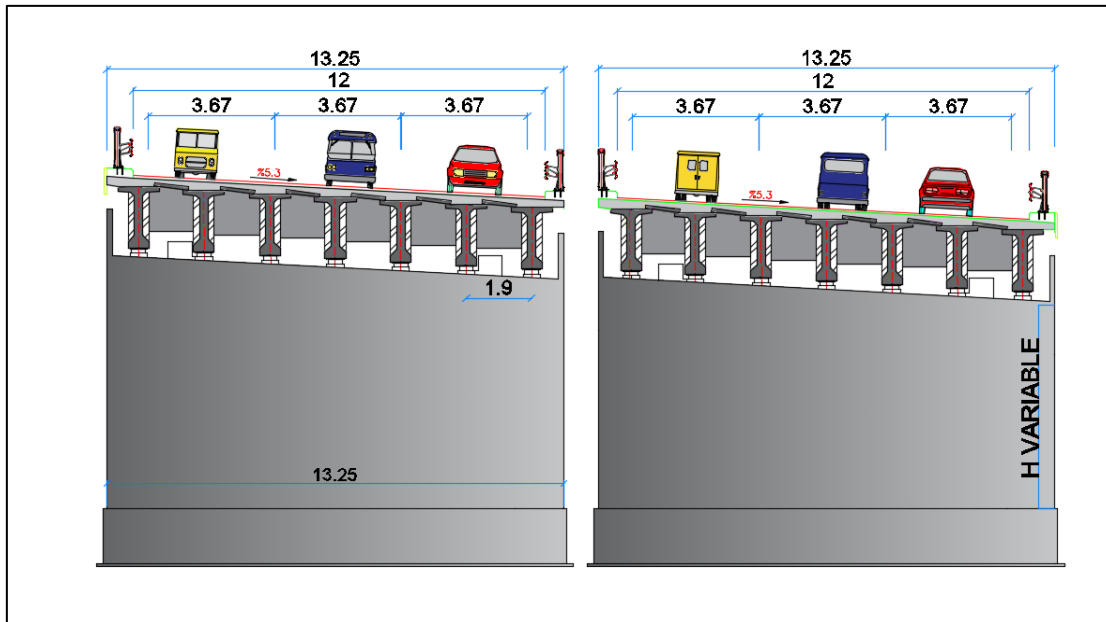


Figure IV. 7 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01

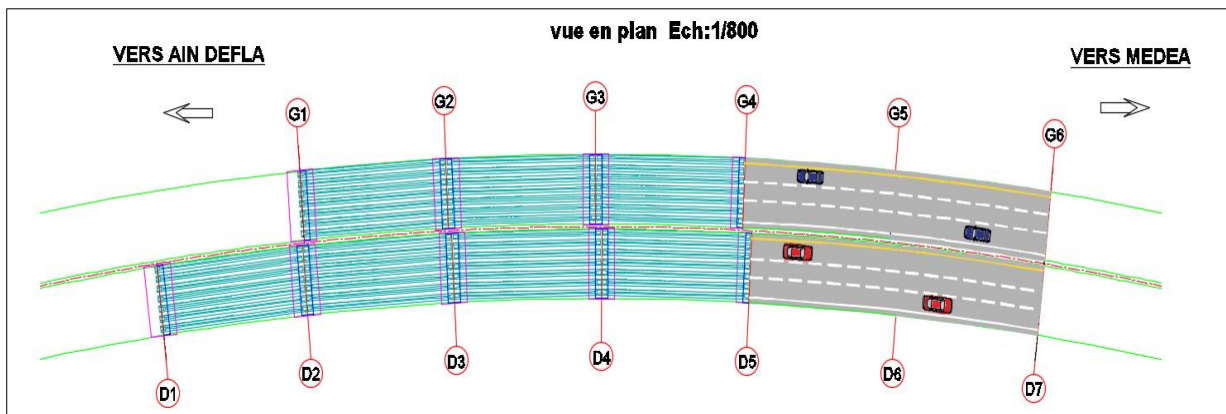


Figure IV. 8 : Vue en plan VARIANTE 01



**IV.4.1. VARIANTE 02 : PONT CAISSON A HAUTEUR VARIABLE**

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 autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

**IV.4.1.1. Conception longitudinale**

Dans le cas de notre conception on propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante entre PK 33+297 au PK33+504 qui donne

- Deux travées principales de 60 m.
- Deux travées de rive de 42.5 m. (71% de la travée principale).

On obtient donc une longueur totale de l'ouvrage égale à 205 m.

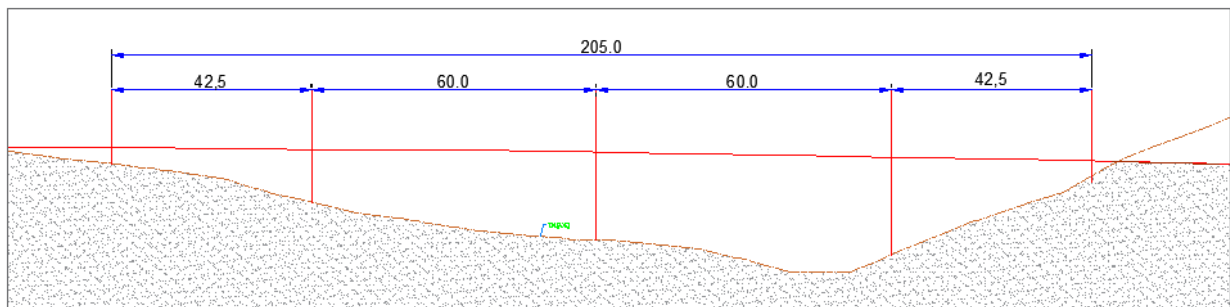


Figure IV. 9 : Implantation des piles et culées VARIANTE 02

**IV.4.1.2. Découpage des voussoirs**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue trois types de voussoir, voussoirs sur piles, voussoirs de clavages et les voussoirs courants. Ci-dessous un tableau récapitulatif de découpage des voussoirs :

Tableau III. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7 m	3
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	3 m	2
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4 m	41
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	8.5 m côté droite 5.5 m côté gauche	2

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 48**

IV.4.1.3. Conception transversale

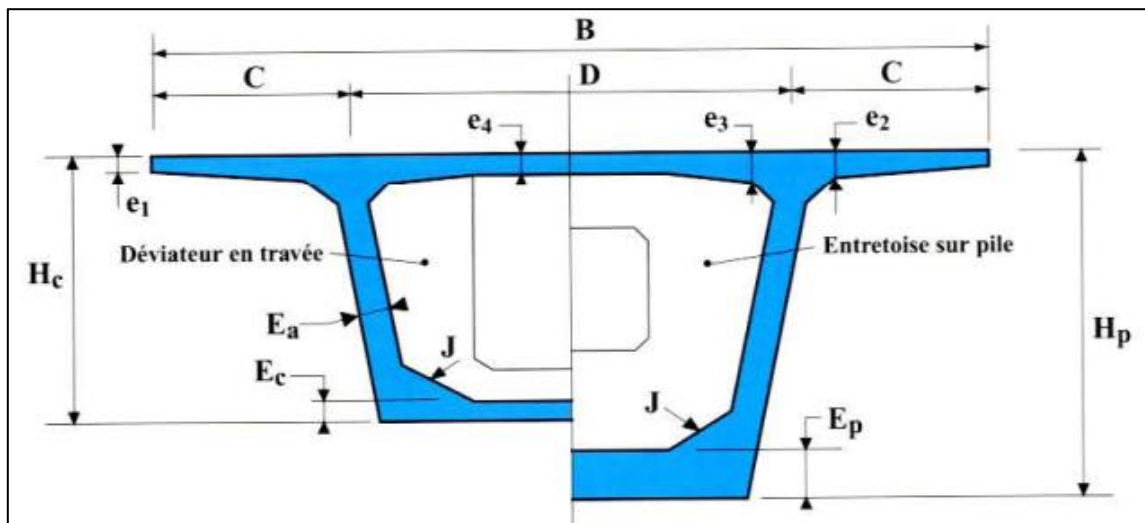


Figure IV. 10 : Les dimensions de voussoir

La largeur de notre tablier est égale à 13.25 m qui est bien inférieure à 20 m, donc la solution la plus économique est constituée par un caisson à deux âmes avec deux hourdis à dalle pleine qui formeront un **caisson à section fermé**.

A base de guide **SETRA 2003** (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) on a pu faire un pré-dimensionnement de la section d'après le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3 : Les dimensions des différentes composantes du voussoir

Elément	Formule/ Intervalles	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$L/25 < H_p < L/20$	3 m
Largeur de voussoir	B	13.25 m
C	$B/4$	3.3125 m
D	$B-2C$	6.625 m
e1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.25 m
e2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.41 m
e3	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	0.41 m
e4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.25 m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
<b>Ea</b>	$e_a \geq 0,26 + L/500$	1.5m
<b>ec = ep</b>	$e_c \geq (18\text{cm}, 3, e_a/3)$	0.35
Gousset supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°

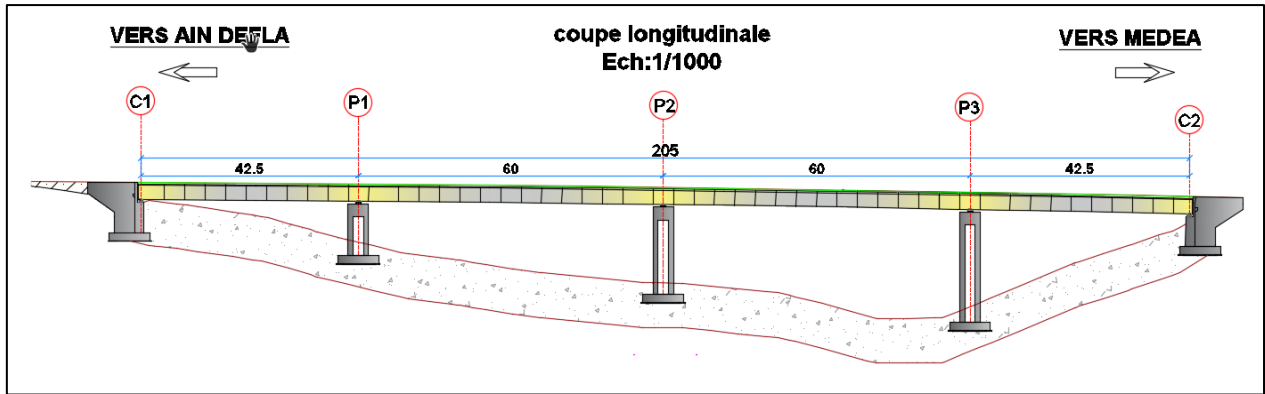


Figure IV.11 : Conception longitudinale VARIANTE 02

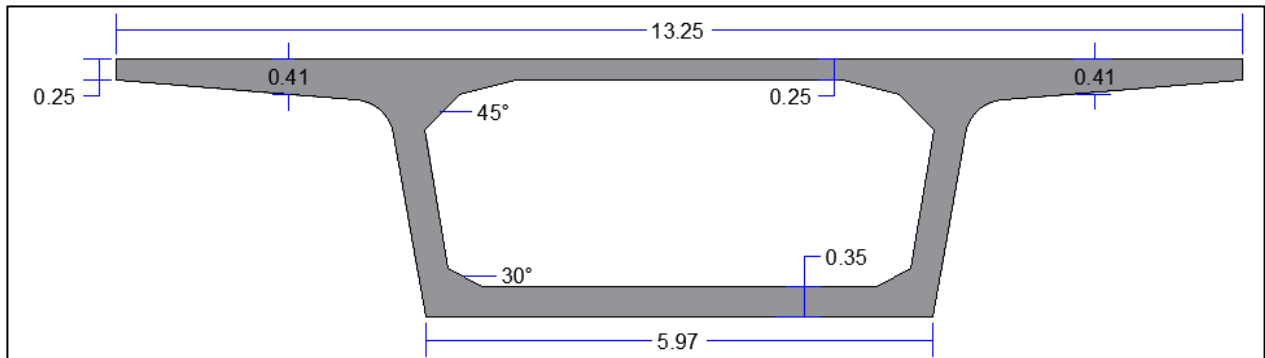


Figure IV. 12 : Les dimensions des voussoir courant VARIANTE 02

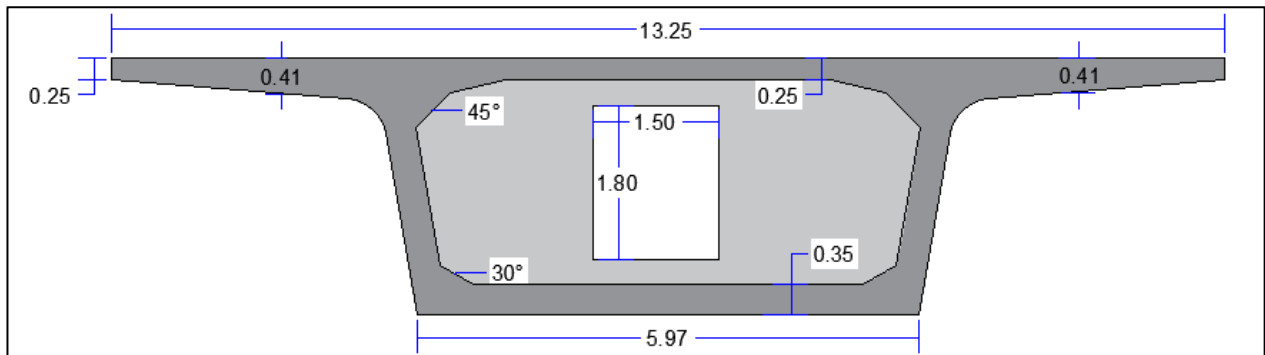


Figure IV. 13 : Les dimensions des voussoirs sur pile VARIANTE 02

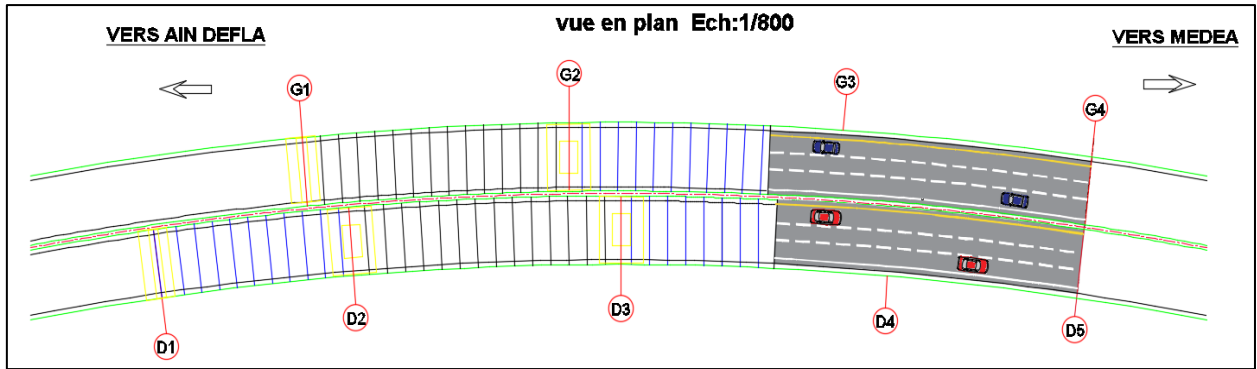


Figure IV. 14 : Vue en plan VARIANTE 02

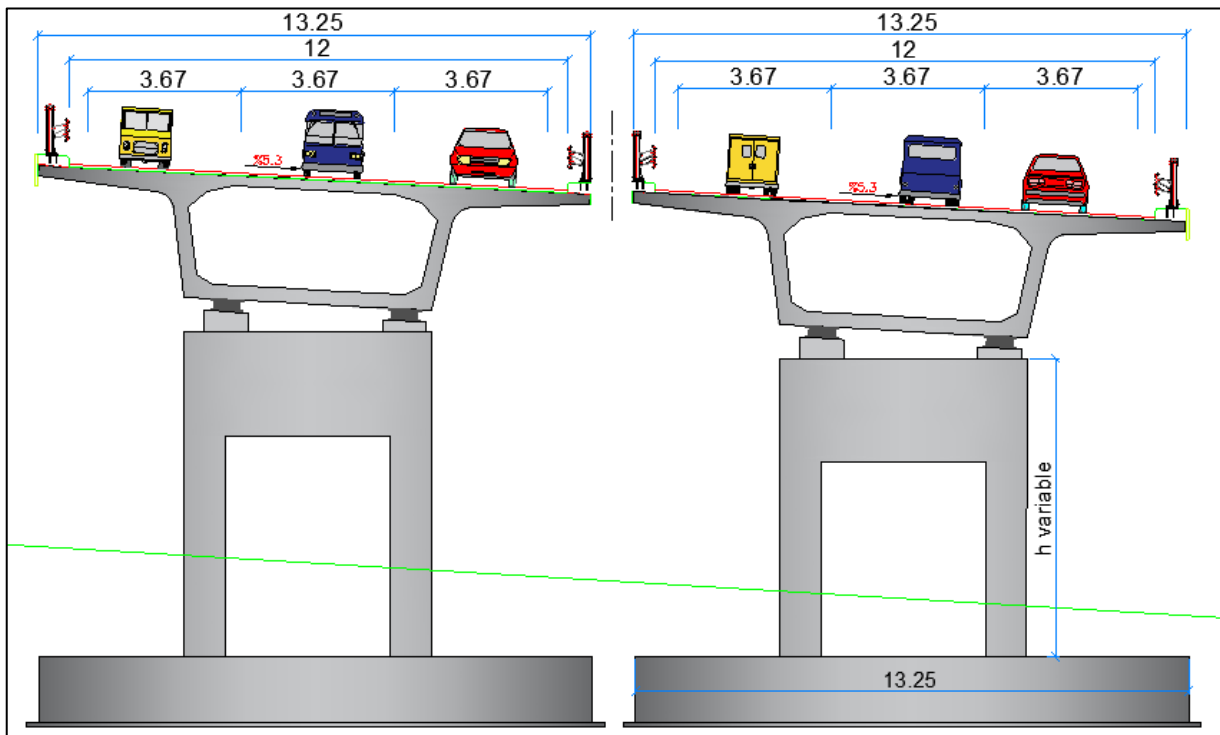


Figure IV. 15 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02

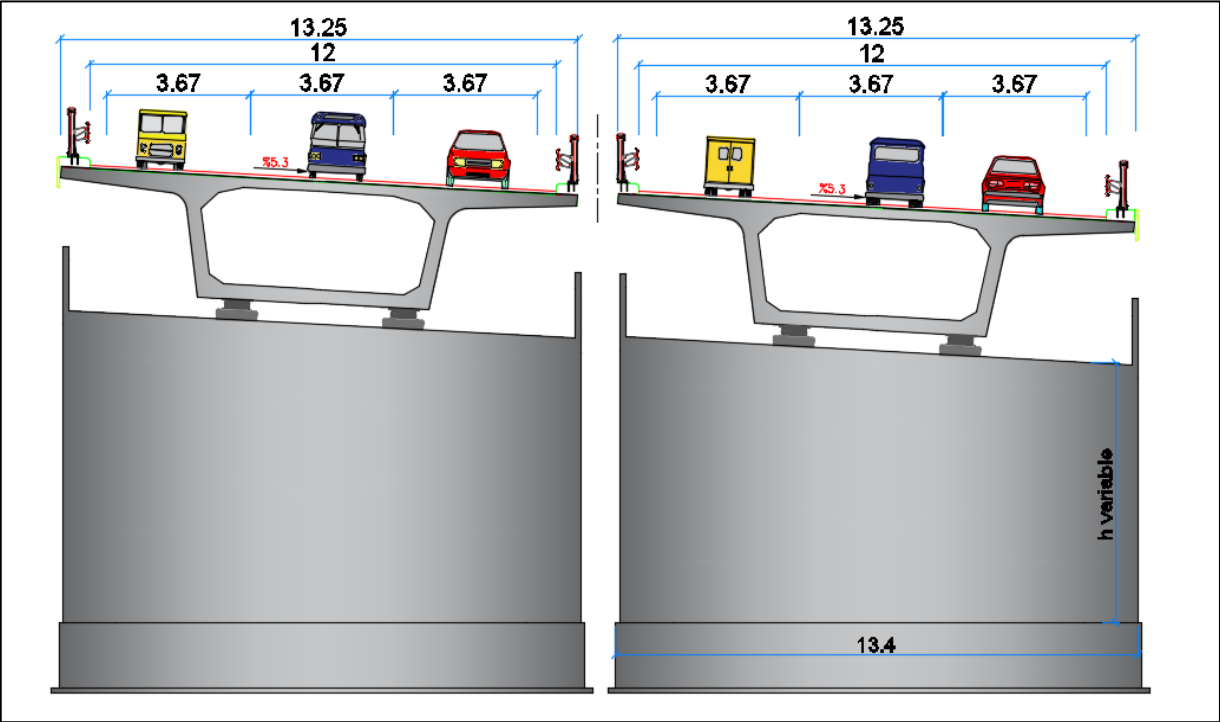


Figure IV.16 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02



**IV.5.1. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE**

Parmi le type d’ouvrages qui existe, on opte aux ponts mixtes (acier-béton) bipoutres qui sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses comme des milieux urbains ou rurales. Ils sont construits par des profilés métalliques continus solidarités par des entretoises plus souvent des profilés du commerce ; en acier S355K2+N, et parfois des profilés reconstitués soudés (servant à maintenir l’écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

Ces profilés métalliques de portée principale varient de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

**IV.5.2. Conception longitudinale**

Cette variante comporte quatre travées indépendantes intermédiaire de longueur **L = 58 m** chacune, et deux travées de rive d’une longueur **L= 44.5m** chacune, avec une largeur totale de **13.25 m** par sens.

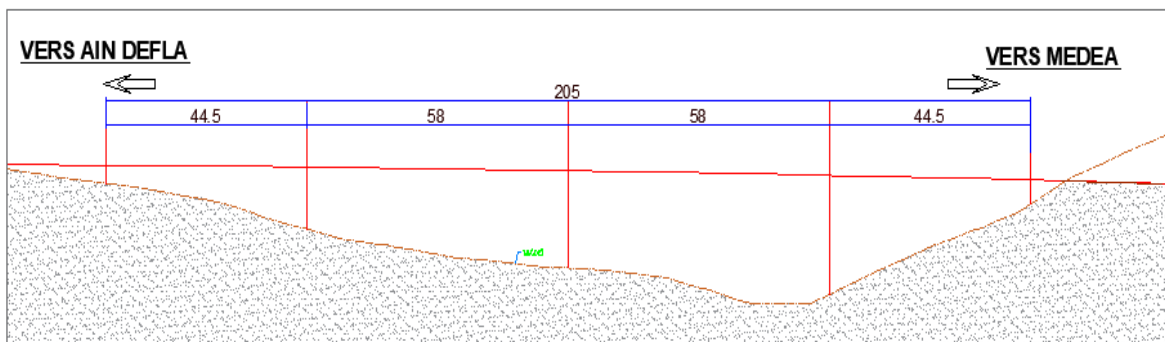


Figure IV. 17 : Implantation des piles et culés de la VARIANTE 03

**IV.5.3. Conception transversale.**

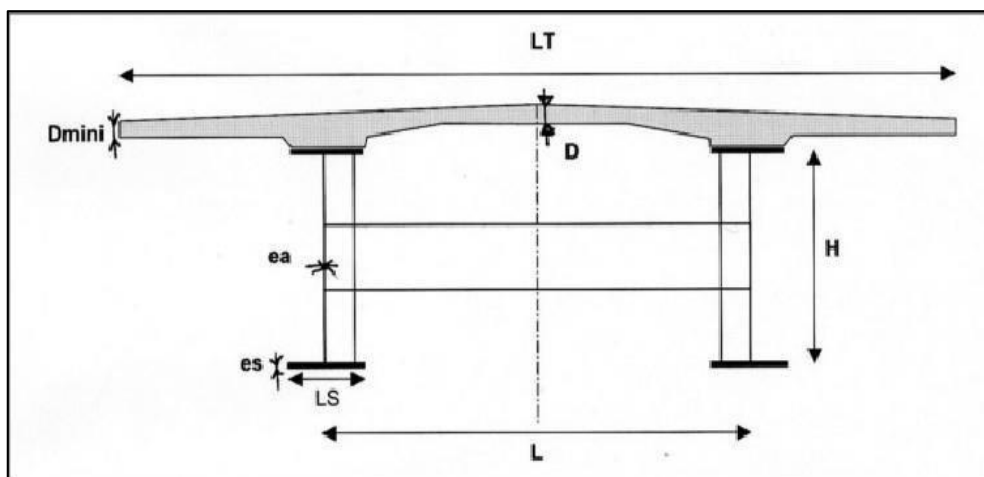


Figure IV. 18 : Paramètres du dimensionnement d’une bipoutre à entretoise.

Ci-dessous un tableau récapitulatif des données afin de réaliser la coupe transversale on se basant sur le guide SETRA (Pont mixte acier-béton/2009) :

Tableau IV. 4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

Élément	Formule	Résultat
X	-	58 m
Hauteur de poutre (H)	$Max ((X/28) \times (Lt/12)^{0.45}) ; 0.4 + (X/35).$ $Max (1.98;2)$	2 m
Entraxe des poutres	$L = 0,55 \times Lt$	7.3 m
Largeur des semelles inf	$B_{inf} = (0.25 + (Lt/40) + (X/125)) \times (0.92 + (Lt/150))$	0.9 m
Largeur des semelles sup	$B_{sup} = B_{inf} - 0,1$	0.8 m
Entretoise courante	Profilés IPE 500 à IPE 700	IPE 700
Entraxe des entretoises	L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m.	6 m
La dalle	(En général entre 24 et 40 cm).	25 cm

○ Pré-dimensionnement des autres sections (Les semelles et l'âme) :

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour les aciers de limite élastique supérieure. Pour les semelles inférieures, il est fortement souhaitable de limiter la variation d'épaisseur des tôles à +50% et -33%. Le nombre de changements d'épaisseur de semelles est illustré dans la figure au-dessous.

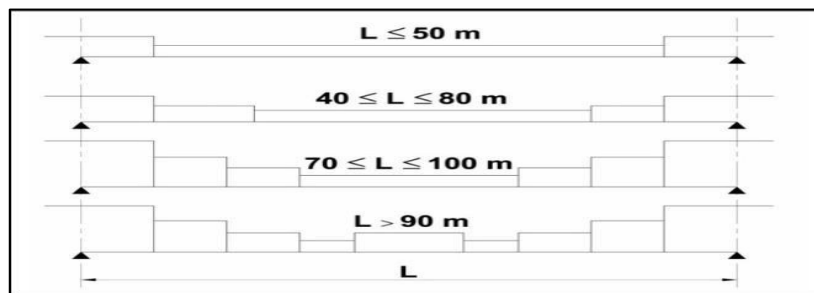


Figure IV. 19 : Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS

Dans notre cas, la travée de notre ouvrage est égale 58 m elle est comprise dans l'intervalle [40m, 80m], cependant on résulte (3) changement d'épaisseur de la semelle, ce qui signifie qu'on aura trois (3) changements de section.

Ont utilisant l'acier S355 de qualité N, et d'après le tableau suivant qui représente les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes on peut déterminer l'épaisseur de chaque section.

Tableau IV. 5 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.

Nuance	Épaisseur	Qualité
S355	$e \leq 30\text{mm}$	K2
S355	$30\text{mm} < e \leq 80 \text{ mm}$	N ou M
S355	$80 \text{ mm} < e \leq 150 \text{ mm}$	NL ou ML
S460	$e \leq 50 \text{ mm}$	M
S460	$50 \text{ mm} < e \leq 120 \text{ mm}$	ML

On conclure que les épaisseurs des différentes sections sont comprises dans l'intervalle [30 mm ; 80 mm].

Les âmes d'un pont rectiligne sont des tôles planes. Si le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles. L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm et l'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 30 à 35 mm. Les variations d'épaisseur des âmes sont comprises en général entre 2 et 5 mm.

Le tableau suivant résume tous les paramètres géométriques de la poutre principale (en mm) :

Tableau IV. 6 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme

La section	Semelle supérieure (mm)		Semelle inférieure (mm)		Âme (mm)	
	Épaisseur $t_s$	Largeur $b_s$	Épaisseur $t_i$	Largeur $b_i$	Épaisseur $t_w$	Hauteur $h_w$
S1	40	800	45	900	24	2000
S2	35	800	40	900	22	2000
S3	30	800	35	900	20	2000

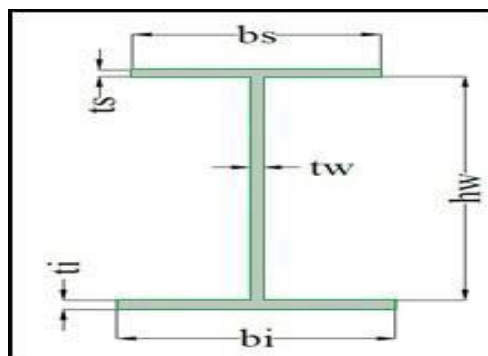


Figure IV. 20 : Section représentatif des paramètres géométriques

○ La connexion entre la dalle et la charpente métallique

Afin d'assurer le blocage des déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), ainsi que le fonctionnement mixte de l'ensemble en utilise généralement des goujons à tête qui sont souder sur la façade supérieure des poutres métalliques.

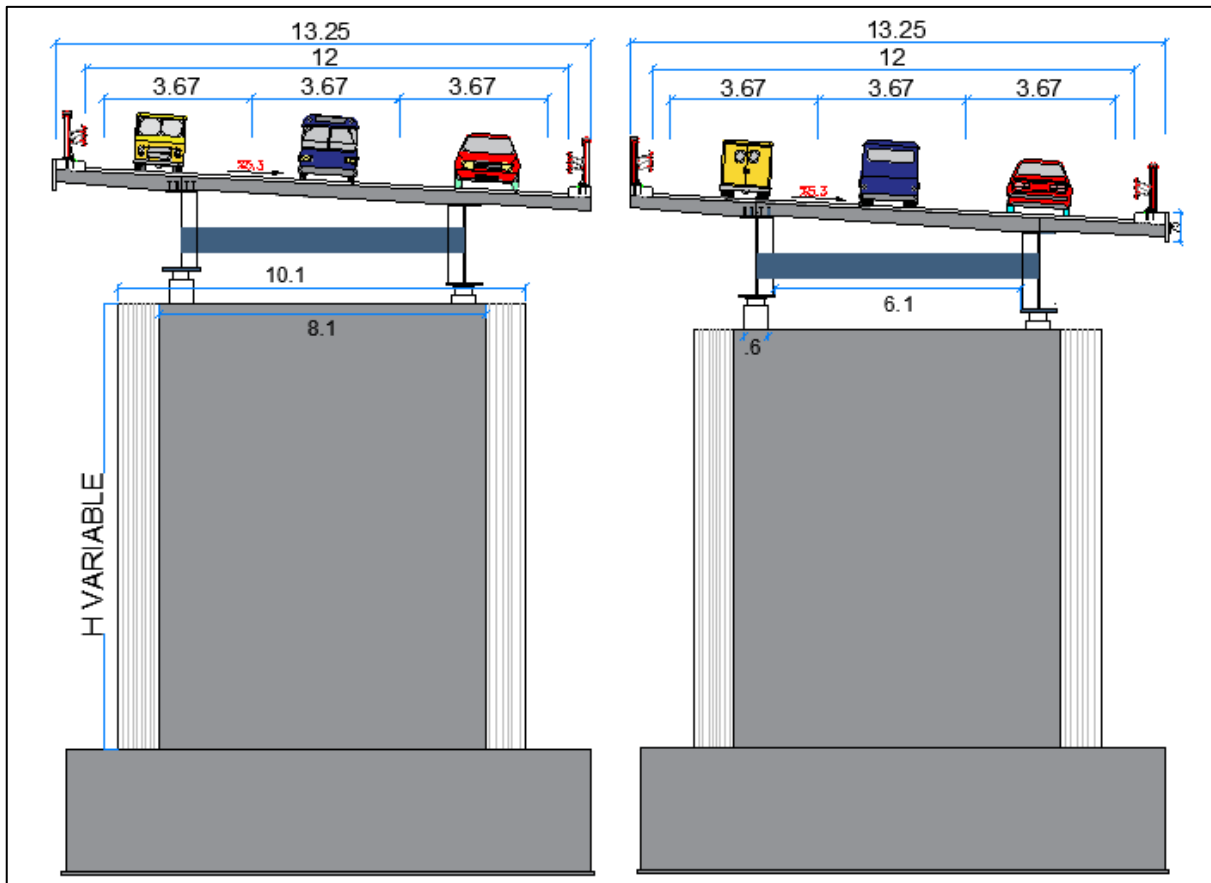
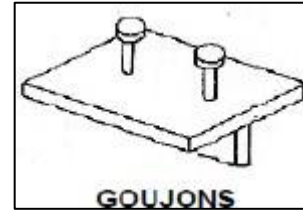


Figure IV.21 : Coupe sur pile VARIANTE 03

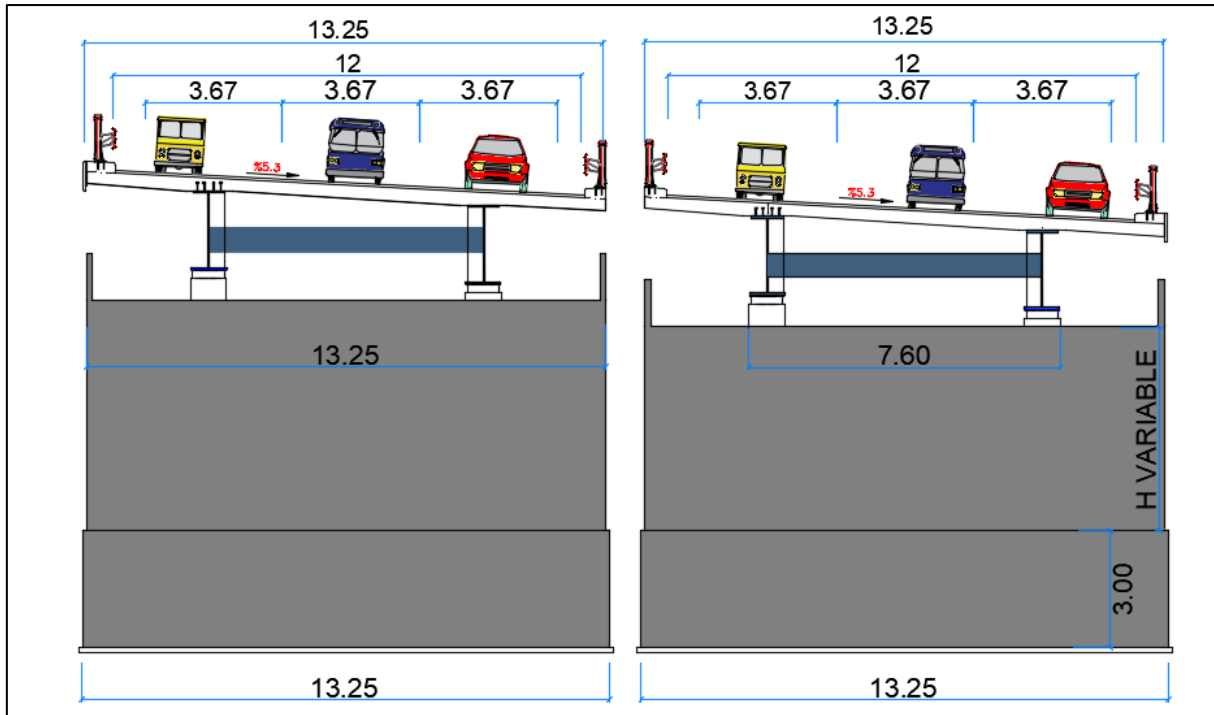


Figure IV.22 : Coupe sur culée VARIANTE 03

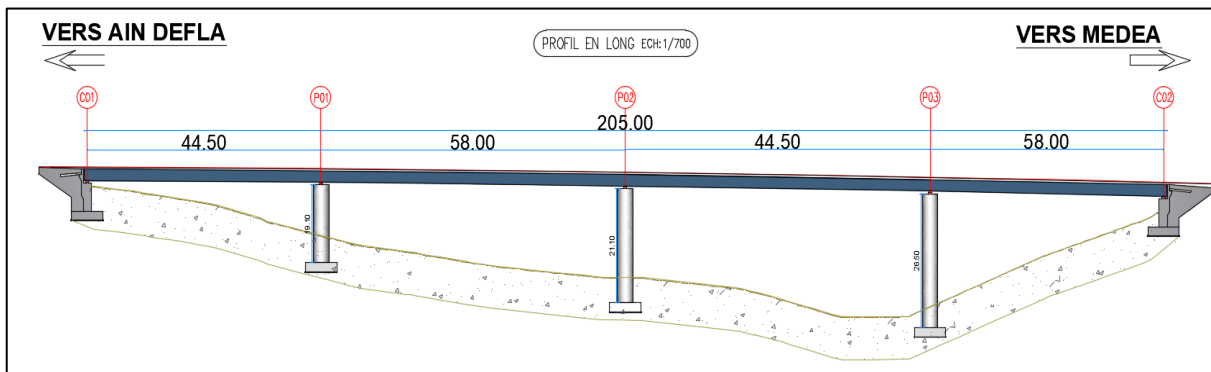


Figure IV.23 : Conception longitudinale VARIANTE 03

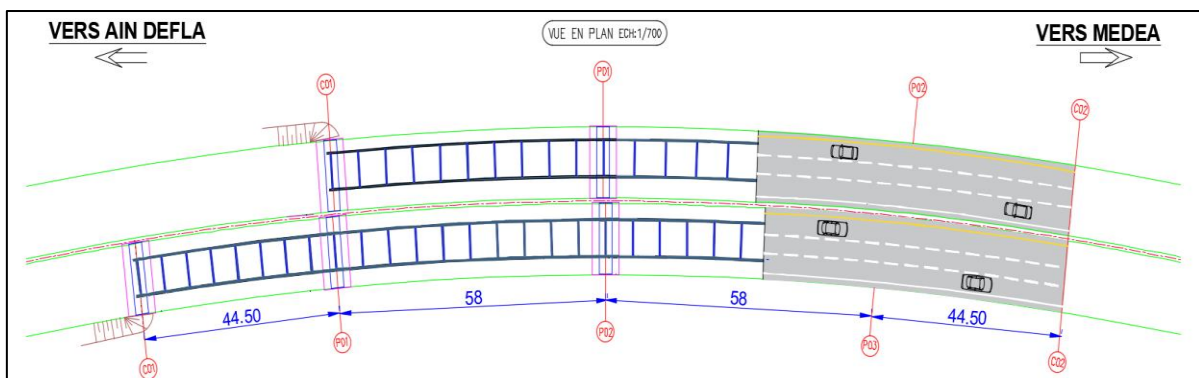


Figure IV.24 : Vue en plan VARIANTE 03

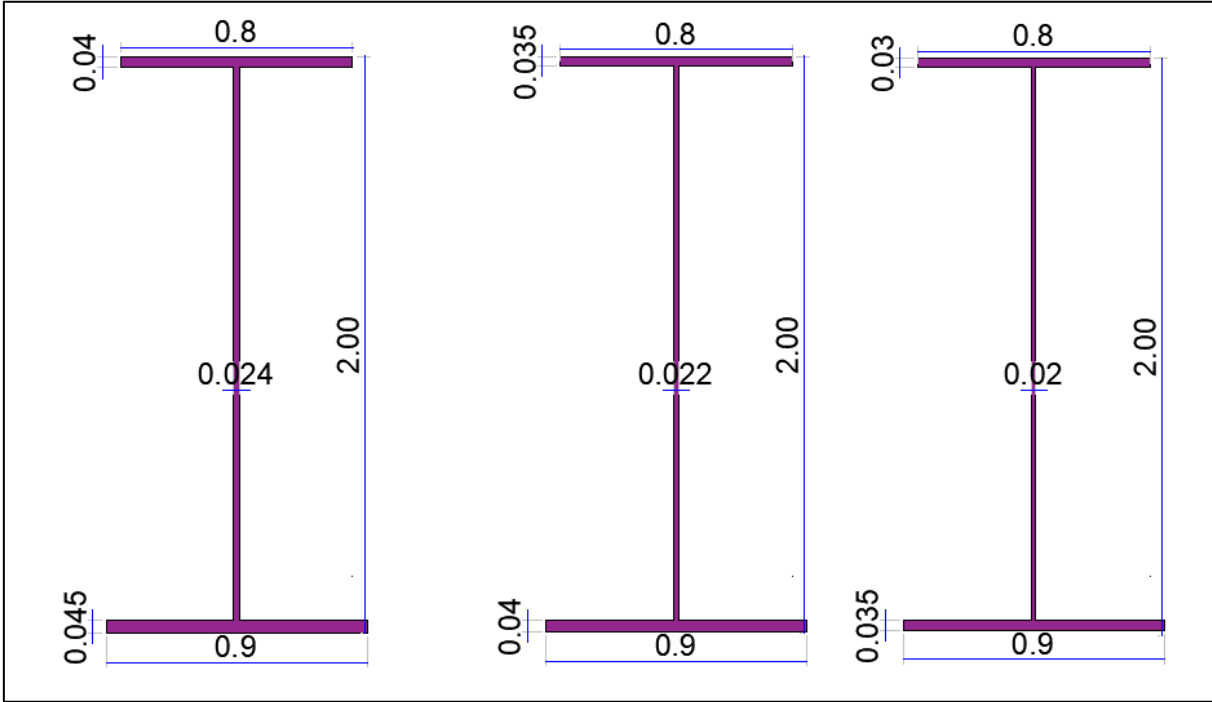


Figure IV. 25 : Les dimensions des sections de la poutre métallique.



## IV.6. ANALYSE MULTICRITERE

Le tableau suivant illustre les avantages et les inconvénients de chaque variante :

**Tableau IV. 7 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.**

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p> <p>4-La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation</p>	<p>1-L'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint.</p> <p>2-L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (Fondation pile) importante.</p> <p>3-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.</p>
Variante 2	<p>1- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles.</p> <p>2-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en Multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>3-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p> <p>4-La facilité de franchir en courbe.</p>	<p>1-Le poids est très important.</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de Précontraintes.</p> <p>3- La difficulté de coulage sur place.</p>
Variante 3	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p> <p>3-La rapidité de l'exécution.</p>	<p>1-La fatigue dans les assemblages et la Corrosion des aciers.</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3- Un coût très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p> <p>5- Dépense de transport et de levage des pièces.</p> <p>6- Sensibilité au gradient thermique.</p>

○ *Devis estimatif des trois variantes :***Tableau IV 8 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes**

Variante	Surface en m <sup>2</sup>	Cout (DA/m <sup>2</sup> )	Totale
Variante 1	2716.25	270000	$7.3 \times 10^8$
Variante 2	2716.25	400000	$1.09 \times 10^9$
Variante 3	2716.25	350000	$9.5 \times 10^8$

**IV.7. CONCLUSION**

D'après l'analyse multicritère, on opte pour la solution la plus avantageuse qu'offre la variante « **Pont à poutres précontraintes du type VIPP** ».



**CHAPITRE VI**  
**CALCUL DES CHARGES**  
**ET SURCHARGES**



## VI. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

### VI. 1. INTRODUCTION

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

#### Les actions permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

#### Les actions variables, de leur cote, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II) ; ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme ; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien ((RPOA 99)).

Dans ce chapitre, nous décrirons et évaluerons toutes les principales actions applicables au pont selon le RCPR.

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul a la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.

### VI. 2. Description des charges et surcharges

A propos aux actions appliquées à l'ouvrage, on distingue :

#### ➤ Les charges permanentes :

Elles comprennent :

- Poids propre des poutres.
- Poids de la dalle.
- Poids des entretoises.
- Les compléments des charges permanentes : Tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont (revêtement, garde-corps, la glissière de sécurité, la corniche et les trottoirs).

➤ **Les surcharges (actions dues au trafic) :**

Sont toutes les actions qui dues à l'exploitation de l'ouvrage, on va s'intéresser aux :

- Système de charge routière type A(l)
- Système de charge routière type B ( $B_c, B_t, B_r$ )
- Système de charge militaire  $M_c$  120
- Convoi exceptionnel D 24
- La circulation des piétons et des cycles  $S_t$

### VI. 3. Évaluation des charges et surcharges

#### VI. 3.1. Évaluation des charges

➤ **Les charges permanentes (CP) :**

○ Poids propre de la poutre :

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme, comme présente la figure ci-dessous. Cet élargissement est destiné d'une part à reprendre l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'autre part pour s'assurer de la bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

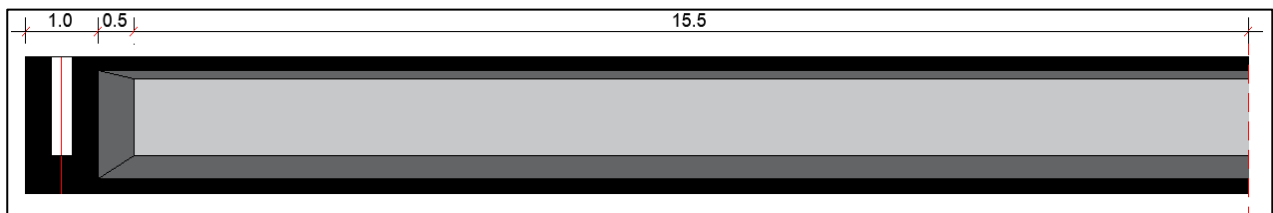


Figure VI .1. Vue longitudinale de la moitié de la poutre représente la variation de la section transversale

La poutre étant à section variable ; Son poids se compose de :

- Section d'about : 1.1610 m<sup>2</sup>
- Section intermédiaire : 0. 916m<sup>2</sup>
- Section médiane : 0. 696 m<sup>2</sup>

$$P1 = 25 \times 1.161 \times 1 = 29.025 \text{ KN}$$

$$P2 = 25 \times 0. 916 \times 0.5 = 11.45 \text{ KN}$$

$$P3 = 25 \times 0. 696 \times 15.5 = 269.7 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre sera :

$$P_t = 2 \times (P1 + P2 + P3) = 620 \text{ KN}$$

Le poids de la poutre par mètre linéaire :  $P_t = 18.24 \text{ KN/ml}$

○ Poids de la dalle :

Epaisseur e la dalle est : 25cm Largeur de tablier 13.25 m

$$P_d = 0.25 \times 13.25 \times 34 \times 25 = 2815.625 \text{ KN}$$

Le poids de la dalle Par mètre linéaire :  $P_d = 82.81 \text{ KN/ml}$

○ Poids de l'entretoise :

Le pont possède deux entretoises de rive chaque entretoise a une épaisseur de 0.3m et de Surface 1.543 m<sup>2</sup>

$$P_{\text{entretoise}} = 25 \times 1.543 \times 0.3 \times 6 = 69.44 \text{ KN}$$

$$P_{2\text{entretoises}} = 2 \times 69.44 = 138.88 \text{ KN}$$

○ Le poids des charges permanentes (CP) :

$$CP = 7 \times P_t + P_d + 2 \times P_{2\text{entretoise}} = 3082.185 \text{ KN}$$

**Tableau VI. 1 : Résultats de calcul des CP**

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	7	4340
Dalle	1	2815.625
Entretoise	2	138.88
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		<b>7294.505</b>

➤ **Les compléments de charges permanentes (CCP) :**

○ Poids du revêtement et trottoir :

**Tableau VI. 2 : Poids du trottoir + revêtement**

Elément	Epaisseur e(m)	Largeur (m)	Poids volumique du matériau ρ(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Revêtement	0.08	12	25	24
Trottoirs	0.25	0.5+0.75	25	7.81

○ Poids de la corniche :

$$P_{\text{corniche}} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

○ Glissières de sécurité :

$$P_{gc} = 1 \text{ KN/ml. Pour les deux coté : } P_{2gc} = 2 \text{ KN/ml}$$

**Tableau VI. 3 : Résultats de calcul des CCP**

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	24	816
Trottoirs	7.81	265.54
Corniches	1.5	51
Glissières de sécurité	2	68
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		<b>1200.6</b>

○ Poids totaux du tablier :

Poids total du tablier :  $G = CP + CCP$

Tableau VI. 4 : Poids total du tablier

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	8495.10
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	<b>249.9</b>
Poids total du tablier (8 travées L=206 m) (KN)	<b>51470,43</b>

### VI. 3.3. Évaluation des surcharges

#### VI. 3.3.1. Les caractéristiques de pont

- **La largeur roulable :** La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre cas :  $L_r = 12m$ .

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

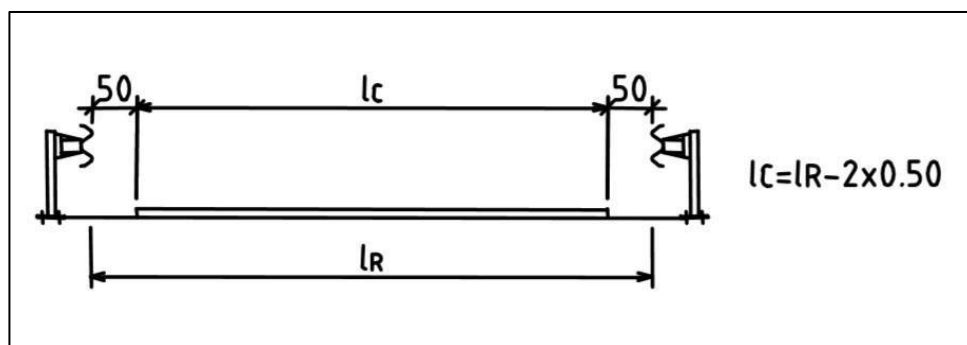


Figure VI. 2 : La largeur roulable et la largeur chargeable

Dans ce cas :  $L_C = 12 - 2 \times 0,5 = 11m$ .

- **Nombre des voies :** Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = [L_C/3] = [11/3] = [3,67] = 3$$

On va prendre :  $N = 3$  voies.

- **La largeur de la voie :** Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_C}{3} = \frac{11}{3} = 3,67m$$

- **La classe du pont :** On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable les suivantes :

Tableau VI. 5 : Les classes des ponts selon le RCPR

Classe de pont	Description
1ere classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_R > 7m$
	Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées
	Tous les ponts urbains ou en zone industrielle
	Les ponts qui ont $L_R < 7m$ , qui sont désignés par le CCTP
2eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : $5.5m < L_R < 7m$
3eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : $L_R \leq 5.5m$

D'après le RCPR, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La charge routière type : **A(I)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire : **Mc120**
- Convoi exceptionnel : **D240**
- Autres surcharges comme : les surcharges sur trottoirs (St), le vent, action thermique...etc.

**VI. 3.3.2. Système de charge A (L)**

C'est une charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies.

L'évaluation de la charge A en  $kN/m^2$  se fait selon la formule établie aux articles 4.1 et 4.2 du fascicule 61-Titre II, selon la longueur du pont.

$$A(L) = 230 + 360 / (L + 12) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (L = \text{longueur chargée} = 34m)$$

$$A(L) = 230 + 360 / (34 + 12) \text{ (kN/m}^2\text{)} = 10.13 \text{ kN/m}^2$$

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge **A(I)** est multipliée par le coefficient  $a_1$  dans le tableau V. 11 :

Tableau VI. 6 : Le coefficient  $a_1$

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

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times l \end{cases}$$

Et la valeur  $A_1$  trouvé est multiplié par le coefficient  $a_2 = v_0/v$ .

Avec :  $v$  : la largeur de la voie = 3.55 m.

$v_0$  : donnée par le tableau IV. 11.

Tableau VI. 7 : La valeur de  $v_0$

Classe	$V_0$
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$$a_2 = 3.5/3.67 = 0.95$$

$$A = a_2 \times A_1 = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

La charge du type  $A(l)$  en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau VI. 13 :

Tableau VI. 8 : Résultat de calcul de  $A(l)$

N des voies	L (m)	$A(l)$ (KN/m <sup>2</sup> )	$a_1$	$a_2$	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$L_v$ (m)	$A(l)$ (KN/ml)
1	34	10.13	1	0.95	9.62	3.67	35.31
2	34	10.13	1	0.95	9.62	7.33	70.51
3	34	10.13	0.9	0.95	8.66	11	95.26

### VI. 3.3.3. Système de charge B :

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

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isole.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1 ère et 2ème classe (fascicule 61 titres II).

○ Systeme Bc :

Le système **Bc** se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure :

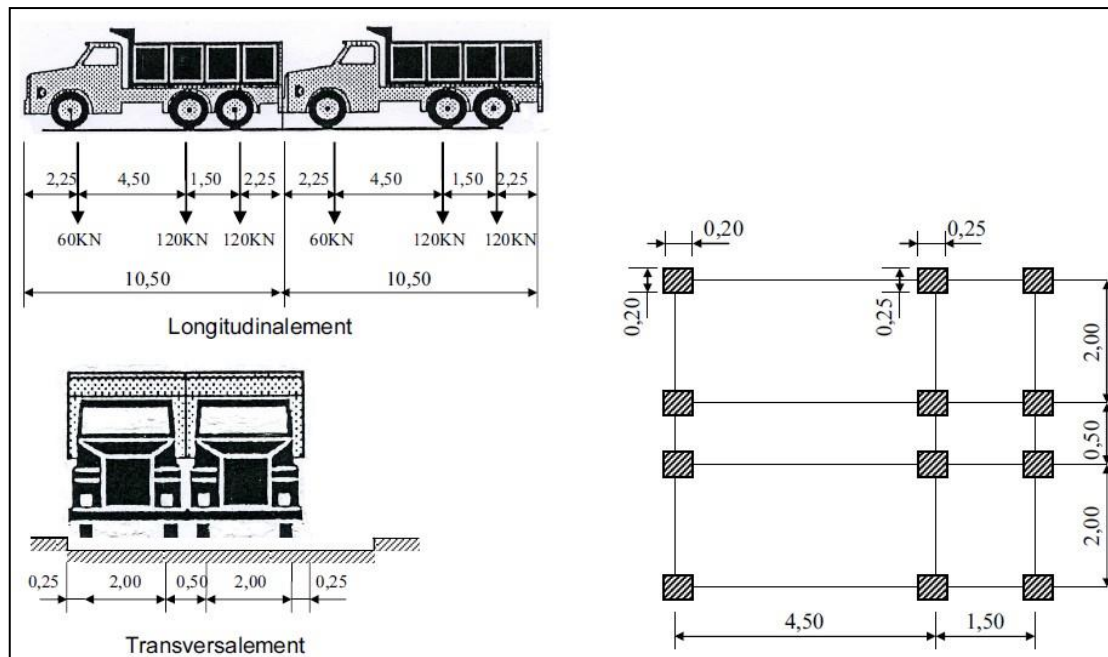


Figure VI. 3 : Système Bc

**Disposition dans le sens transversal :** nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

**Disposition dans le sens longitudinal :** nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné dans le tableau V. 14 :

Tableau VI. 9 : Coefficients  $b_c$

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
Première	<b>1.20</b>	<b>1.10</b>	<b>0.95</b>	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Le résultat de la charge  $B_c$  donné par le tableau IV. 14 :

Tableau VI. 10 : Résultat de calcul de  $B_c$

N° des voies	$B_c$ (kN)	$b_c$	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Tableau VI. 11 : Résultat de calcul de  $B_c$  par essieu

N <sup>bre</sup> de voies chargée	$b_c$	Charge par essieu (t)		
1	1.2	E. AV	1 x 6 x 1,2 0 x 1,064	7.66
		E.AR	2 x 6 x 1,2 0 x 1,064	15.32
2	1.1	E. AV	2 x 6 x 1,10 x 1,074	14.18
		E.AR	4 x 6 x 1,1 0 x 1,074	28.35
3	0.95	E. AV	3 x 6 x 0,95 x 1,08	18.47
		E.AR	6 x 6 x 0,95 x 1,08	36.94

○ Systeme Br :

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes : -

Une roue isolée portant une charge de 100 KN.

- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m 0,30 m
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la larguer roulable.

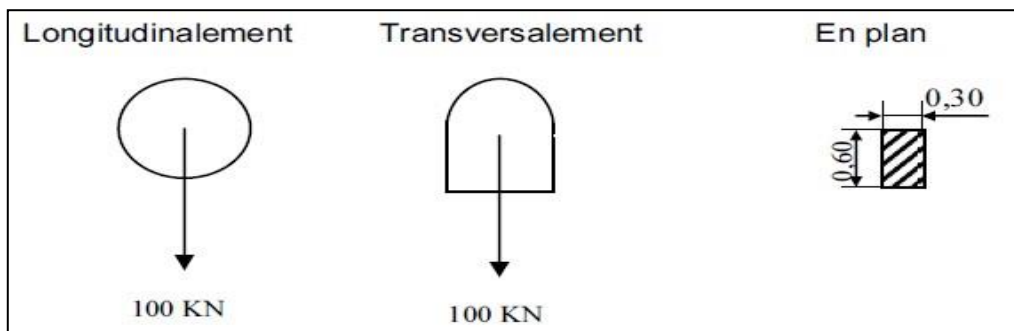


Figure VI. 4 : Système Br

Tableau 0I. 12 : valeur de Surcharge Br majoré.

Désignation	S	$\delta$	Roue (10t)
Br	10	1.053	10.53

○ Systeme  $B_t$  :

Un tandem du système  $B_t$  est applicable seulement sur la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe, un tandem de système  $B_t$  comporte deux essieux, 160 kN par essieu qui répond aux caractéristiques suivantes :

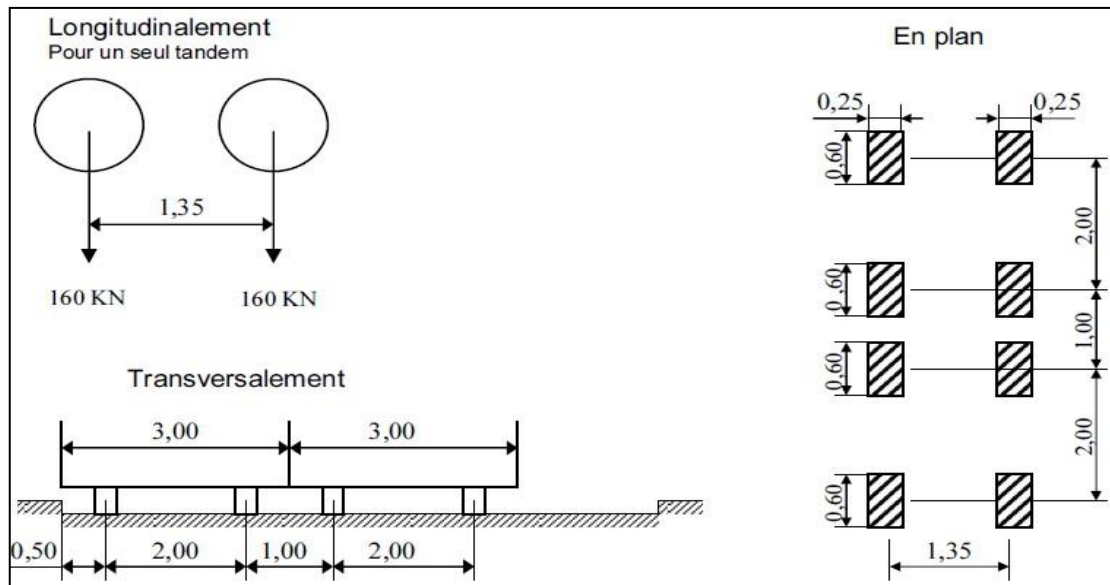


Figure VI. 5 : Système  $B_t$

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système  $B_t$  prises en compte sont multipliées par les coefficients  $b_t$ , donné dans le tableau IV. 16 :

Tableau VI. 13 : Coefficients  $B_t$

Classe du pont	$b_t$
Première classe	<b>1.2</b>
Deuxième classe	<b>1.0</b>

Le résultat de la charge  $B_t$  donné par le tableau IV. 16 :

Tableau VI. 14 : Résultat de calcul de  $B_t$  majoré

Nombre de tandems	$b_t$	S	$\delta$	Essieu (16t)
1	1.2	384	1.058	20.31
2	1.2	768	1.065	40. 89

**VI. 3.3.4. Coefficient de majoration dynamique**

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient ( $\delta$ ) appelé coefficient de majoration dynamique, Ce coefficient permet de remplacer l’effet dynamique de ces systèmes par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Le convoi D240 n’est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique (car il suppose rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h) sa charge est considérée directement comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec :

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

G : sa charge permanente (CP + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Tableau VI. 16 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (KN)	S (KN)	$\delta$	
Bc	1 file	34	8495,1	720	<b>1.064</b>	
	2 files			1320	<b>1.074</b>	
	3files			1710	<b>1.08</b>	
Br					100	<b>1.053</b>
Bt	1 tandem				384	<b>1.058</b>
	2 tandems				768	<b>1.065</b>
Mc120						1100

**VI. 3.3.5. Charges militaires Mc 120**

Les véhicules types de système Mc120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

✦ Disposition de Mc120 :

- Longitudinalement : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.
- Transversalement : maximum un (01) seul convoi.

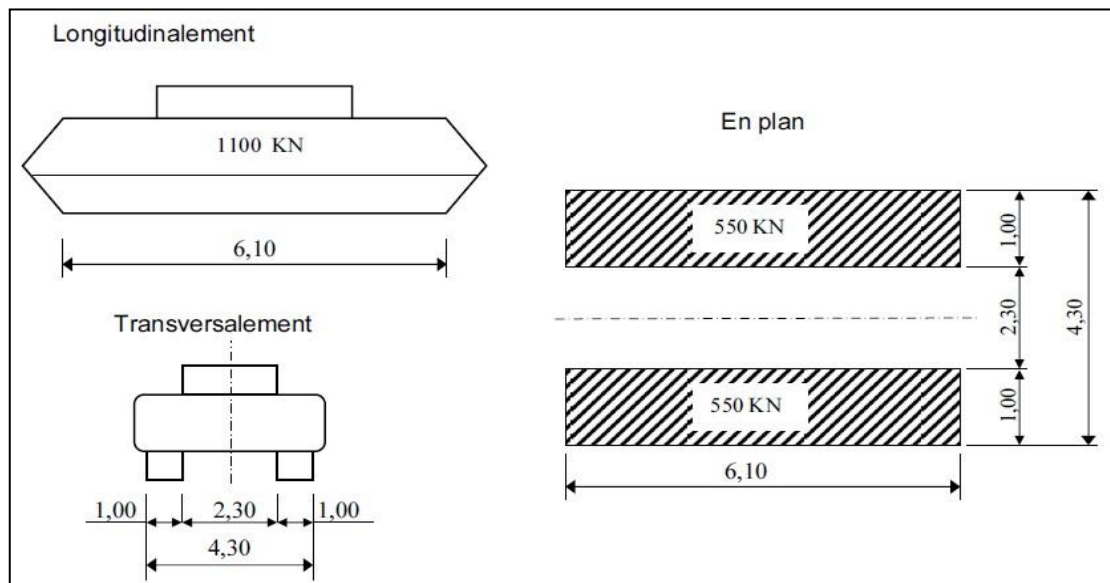


Figure VI. 6 : Convoi Mc120

Tableau VI. 15 : valeur de charge Mc120 majoré

Désignation	S(t)	$\delta$	La charge totale (t)	La charge linéaire majorée(t/ml)
Mc120	110	1.07	117.7	19.29

**VI. 3.3.6. Convoi exceptionnelle D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

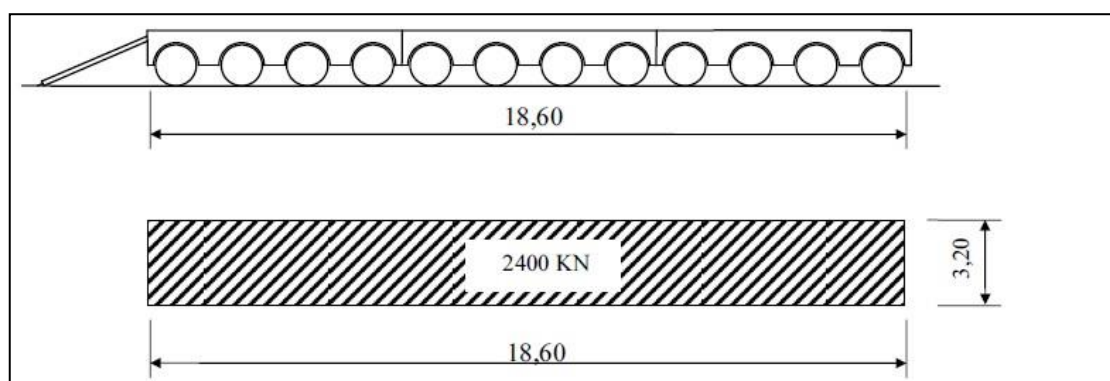


Figure VI. 7 : Convoi type D240

### VI. 3.3.7. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A(l)** et **Bc** 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.

○ Effort de freinage correspondant à la charge A(l) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

**S** : est la surface chargée en (m<sup>2</sup>).

**Tableau VI. 17 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l)**

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	124,67	9,67	58,96
2	249,33	9,67	115,46
3	374,00	8,70	152,68

○ Effort de freinage correspondant à la charge Bc :

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

### VI. 3.3.8. Force centrifuge

En se référant aux articles 7 et 5.2.2 du Fascicule 62-Titre I (Section II), l'action transmise au tablier par les charges de types Bc et A(l) sera pondérée par :

### VI. 3.3.9. Action thermique

○ Variation uniforme : La variation uniforme due à la température est prise : +35° C et -15° C.

### VI. 3.3.10. Les Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions expriment les différentes répartitions des efforts appliqués aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre.

On distingue conventionnellement deux états limites :

- Etat limite ultime ELU
- Etat limite de service ELS

**VI. 3.3.11. Coefficients pour les actions dues au trafic**

Données par le tableau 6.1 du RCPR :

**Tableau VI. 18 : Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic**

Nature de l'état limite	ELU	ELS
Charges de chaussées et effets annexes, Charges sur remblais	1.07	1.2
Charges militaires, Charges exceptionnelles	1.00	1.00
Charges sur trottoirs, Gardes corps, Passerelles piétons	1.07	1.00

**VI.4. Evaluations des efforts longitudinaux**

**VI. 4.1. Sous charge Q uniformément répartie**

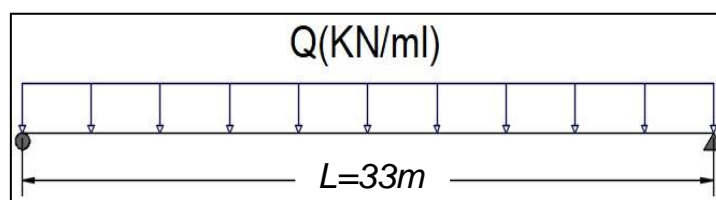
Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie est donné par :

- Le moment fléchissant dans les sections d'abscisses  $x = 0.5L$  :

$$M_{max} = M(x = 0.5L) = \frac{Q \times L^2}{8}$$

- Le moment fléchissant dans les sections d'abscisses  $x = L/4$  :

$$M_{max} = M(x = 0.5L) = \frac{3Q \times L^2}{32}$$



**Figure VI. 8 : Charge Q uniformément répartie**

- L'effort tranchant dans les sections d'abscisses  $x=0$  :

$$T_{max} = T(x = 0) = \frac{Q \times L}{2}$$

- L'effort tranchant dans les sections d'abscisses  $x=L/4$  :

$$T(x = 0.25L) = \frac{Q \times L}{4}$$

**VI. 4.1.1. Sous La charge permanente**

**Tableau VI. 19 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente**

Q(KN/ml)	M [KN.m]				T [KN]	
	M(x=0)	M(x=0.25L)	M <sub>max</sub> = M(x=0.5L)	T <sub>max</sub> = T(x=0)	T(x=0.25L)	T(x=0.5L)
249.9	0	25513.23	<b>34017.64</b>	<b>4123.35</b>	2061.68	0

**VI.4.1.2. Sous la charge de système A(l)**

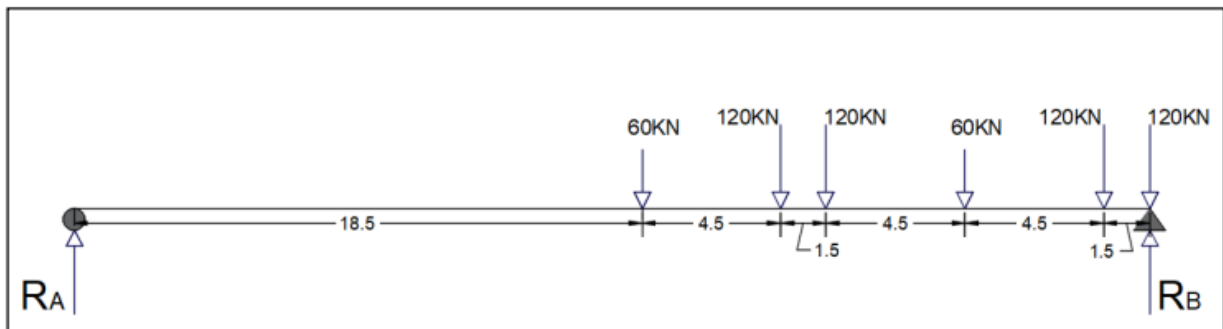
**Tableau VI. 20 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l)**

A(l)	Q (KN/ml)	M [KN.m]			T [KN]		
		M(x=0)	M(x=0.25L)	M <sub>max</sub> = M(x=0.5L)	T <sub>max</sub> = T(x=0)	T(x=0.25L)	T(x=0.5L)
1 voie chargée	35.44	0	3618.20	<b>4824.27</b>	<b>584.76</b>	292.38	0
2 voies chargées	70.88	0	7236.41	<b>9648.54</b>	<b>1169.52</b>	584.76	0
3 voies chargées	95.69	0	9769.35	<b>13025.80</b>	<b>1578.89</b>	789.44	0

**VI. 4.2. Sous la charge de système Bc**

➤ Calcul de l'effort tranchant Tmax :

À x = 0 :



**Figure VI. 9 : Position de Bc à x=0**

$\Sigma M/B=0$  donc on a :  $R_A \times 35 - [120 \times 0 - 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5] = 0$

➔  $R_A = 117.27$  KN, alors :  $R_B = 600 - 120.86 = 482.73$  KN

**L'effort tranchant réelle :**

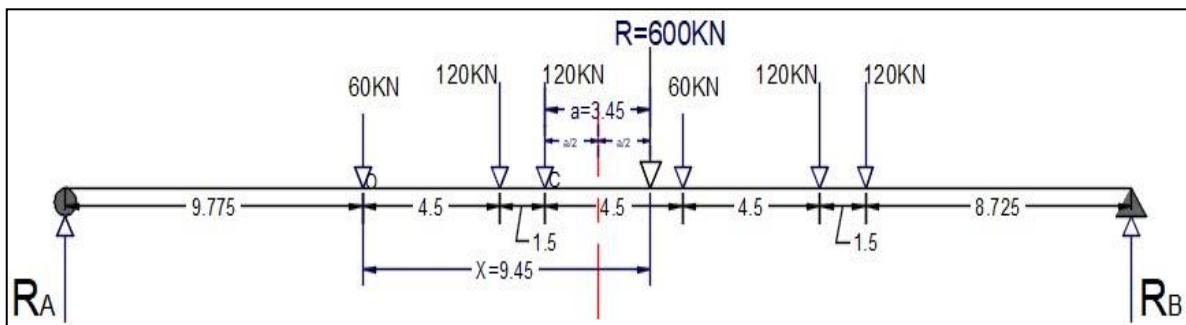
$$T_{max} = R_B \times \delta \times b_c \times n$$

**n :** Nombre de file de Bc

➤ Calcul Le moment fléchissant  $M_{max}$  :

**Théorème de BARRE :**

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.



**Figure V. 10 : Disposition de système Bc**

$$X = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} \rightarrow X = \frac{60 \times 9.775 + 120 \times 14.275 + 120 \times 15.775 + 60 \times 20.275 + 120 \times 24.775 + 120 \times 29.275}{600} = 9.45\text{m}$$

$$a = X - 6 = 3.45\text{m} \rightarrow a/2 = 1.725\text{m}.$$

$\Sigma M/A = 0 :$

$$60 \times 9.775 + 120 \times 14.275 + 120 \times 15.775 + 19.275 \times 60 + 23.775 \times 120 + 120 \times 29.275 = R_B \times 33$$

$$\rightarrow R_B = 329.57 \text{ KN, alors : } R_A = 600 - 329.57 = 270.43 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de point C qui est symétrique au La résultante par rapport à l'axe de la poutre.

$$M/C = R_A \times 14.775 - 60 \times 6 - 122 \times 1.5 = 3429.16 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant réelle :

$$M_{max} = M/C \times \delta \times b_c \times n \text{ (Nombre de file de Bc)}$$

**Tableau VI. 21 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc**

Nombre de file de Bc	$b_c$	$\delta$	$M_{max}$ [KN.m]	$T_{max}$ [KN]
1 file	1.2	1.064	<b>4378.35</b>	<b>616.35</b>
2 files	1.1	1.074	<b>8102.42</b>	<b>1140.59</b>
3 files	0.95	1.08	<b>10554.96</b>	<b>1485.84</b>

**VI.4.3. Sous la charge de système Bt**

➤ Calcul de l'effort tranchant  $T_{max}$  : à  $x=0$  :

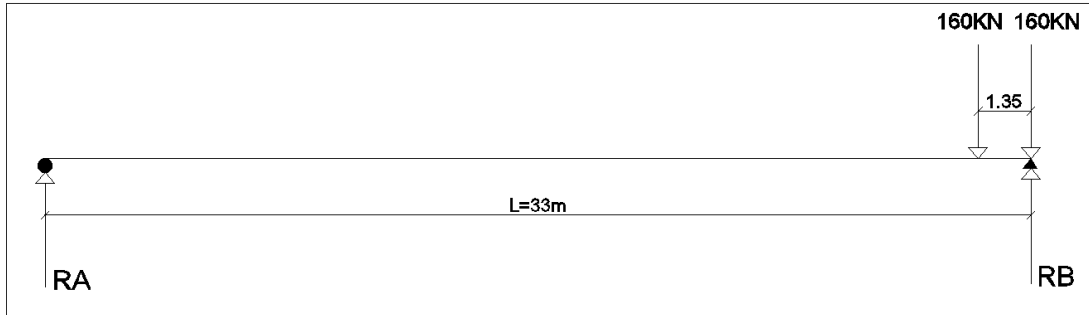


Figure VI. 11 : Position de Bt à  $x=0$

$\Sigma M/B=0$  donc on a :

$R_A \times 33 = 160 \times 1.35$  Donc :

$R_A = 6.55 \text{ KN}$

$R_B = 320 - 6.17 = 313.45 \text{ KN}$

$T_{max} = R_B \times \delta \times b_t \times n$  (Nombre de tandems de Bt)

➤ Calcul Le moment fléchissant

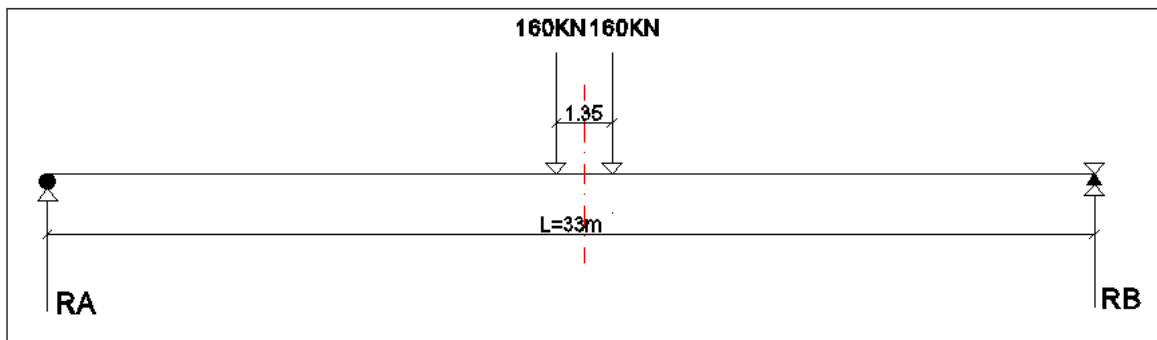


Figure VI. 12 : Position de Bt à  $x=L/2$

$M_{max}$  : à  $x = L/2$  :

$R_B = R_A = 160 \text{ KN}$

$M(L/2) = R_A \times 33/2 - 160 \times 1.35/2$

$M(L/2) = 2532 \text{ KN.m}$

$M_{max} = M(L/2) \times \delta \times b_t \times n$

Tableau VI. 22 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt

Nombre de tandems de Bt	$b_t$	$\delta$	$M_{max}$ [KN. m]	$T_{max}$ [KN]
1 tandem	1.2	1.058	<b>3214.63</b>	<b>397.96</b>
2 tandems	1.2	1.065	<b>6471.79</b>	<b>801.18</b>

VI.4.4. Sous la charge de système Mc120

➤ Calcul de l'effort tranchant  $T_{max}$  : à  $x=0$

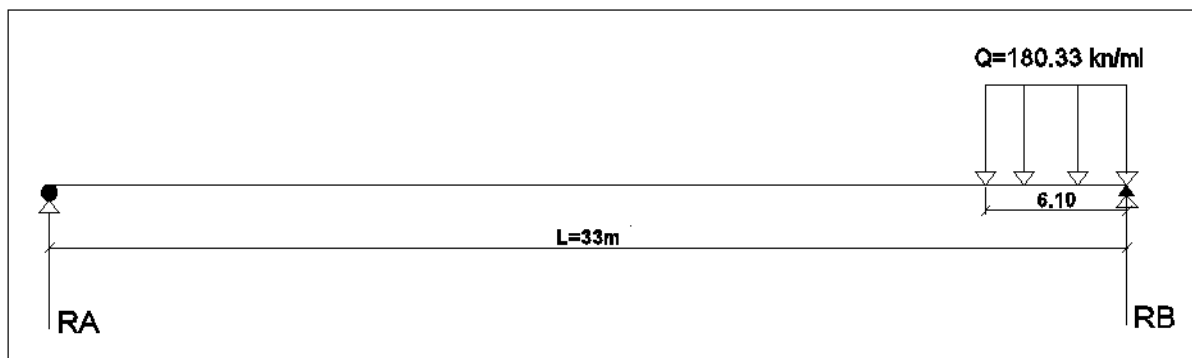


Figure VI. 13 : Position de Mc 120 à  $x=0$

$$\sum M/B = 0 : R_A \times 33 = 1100 \times 3.05m$$

$$R_A = 101.67 \text{ KN}$$

$$R_B = 1100 - 101.67 = 998.33 \text{ KN}$$

$$T_{max} = R_B \times \delta$$

➤ Calcul Le moment fléchissant  $M_{max}$  : à  $x=L/2$

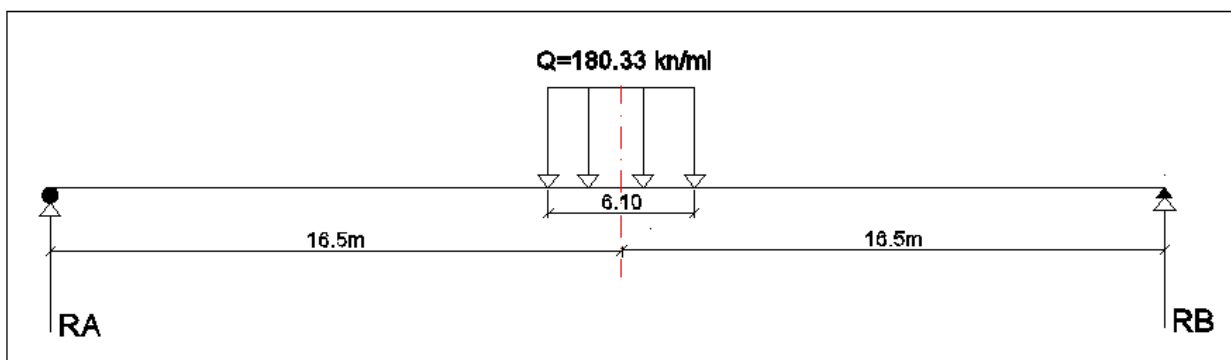


Figure VI. 14 : Position de Mc 120 à  $x=L/2$

$$R_B = R_A = 550 \text{ KN.}$$

$$M(L/2) = R_A \times (33/2) - 550 \times (3.05/2)$$

$$M(L/2) = 8236.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M(L/2) \times \delta$$

Tableau VI. 23 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120

$\delta$	$M_{max}$ [KN. m]	$T_{max}$ [KN]
1.070	<b>8812.79</b>	<b>1068.21</b>

**VI.4.5. Sous la charge de système D240**

➤ Calcul de l'effort tranchant  $T_{max}$  : à  $x=0$  :

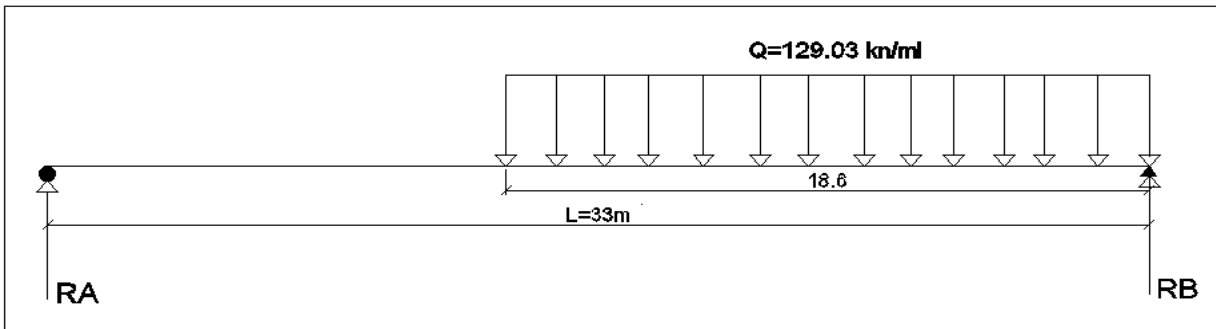


Figure VI. 15 : Position de D240 à  $x=0$

$$\Sigma M/B = 0 : R_A \times 33 = 2400 \times 9.30$$

Donc :  $R_A = 676.36$  KN

$$T_{max} = R_B = 2400 - 676.36$$

**$T_{max} = 1723.64$  KN**

➤ Calcul Le moment fléchissant  $M_{max}$  : à  $x=L/2$  :

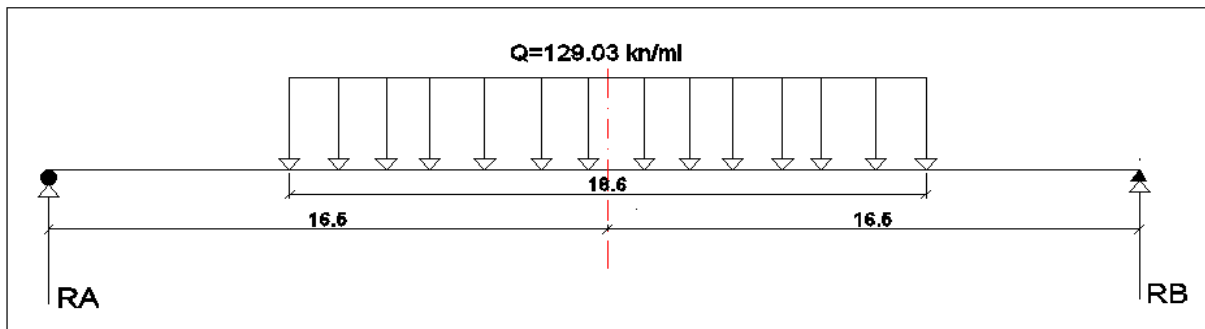


Figure VI. 16 : Position de D240 à  $x=L/2$

$$R_B = R_A = 1200 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = M (L/2)$$

$$M (L/2) = R_A \times (33/2) - 1200 \times (9.30/2)$$

**$M_{max} = 14220$  KN.m**

Tableau VI. 24 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max

Les charges et les surcharges		Moment max $M_{max}$ [KN.m]	Moment par Poutre $M_0=M_{max}/7$ [KN.m]	Effort tranchant max $T_{max}$ [KN]	Effort tranchant par poutre $T_0=T_{max}/7$ [KN]	
Charge permanent	G	<b>34017.64</b>	4859.67	<b>4123.35</b>	589.05	
Surcharge A(l)	1 voie	<b>4824.27</b>	689.18	<b>584.76</b>	83.54	
	2voies	<b>9648.54</b>	1378.36	<b>1169.52</b>	167.07	
	3voies	<b>13025.80</b>	1860.83	<b>1578.89</b>	225.56	
Surcharge B	Bc	1 file	<b>4378.35</b>	625.48	<b>616.35</b>	88.05
		2 files	<b>8102.42</b>	1157.49	<b>1140.59</b>	162.94
		3 files	<b>10554.96</b>	1507.85	<b>1485.84</b>	212.26
	Bt	1tandem	<b>3214.63</b>	459.23	<b>397.96</b>	56.85
		2tandems	<b>6471.79</b>	924.54	<b>801.18</b>	114.45
Convoi	Mc120	<b>8812.79</b>	1258.97	<b>1068.21</b>	152.60	
	D240	<b>14220</b>	2031.43	<b>1723.64</b>	246.23	

## VI.5. CONCLUSION

Après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.





**CHAPITRE VII**  
**LA REPARTITION**  
**TRANSVERSALE DES EFFORTS**



## VII. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### VII.1. INTRODUCTION

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres pour avoir la poutre plus sollicitée, pour cela, En utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET.

Cette méthode a pour but de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en calculant le coefficient de répartition transversale  $K_\alpha$  dépendant essentiellement de la rigidité torsionnelle  $\alpha$ , et du coefficient d'entretoisement  $\theta$ .

### VII. 2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET)

#### VII. 2.1. Détermination des paramètres de calcul

Tous les coefficients sur les quelles sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

- Paramètre d'entretoisement  $\theta$  :

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement, il est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$$

- Paramètre de torsion  $\alpha$  :

Il caractérise la torsion du pont, il est donné par la formule :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_D}}$$

#### VII. 2.1.1. Calcul de paramètre d'entretoisement $\theta$

Tableau VII. 1 : Le calcul de paramètre d'entretoisement  $\theta$

Indice	Désignation	Valeur
b	: demi-largeur active de la dalle, $b = 0.5 \times n \times b_1$	6.65 m
n	: le nombre de poutres.	7 poutres
$b_1$	: distance entre-axe des poutres.	1.9 m
L	: portée de la travée.	33 m
$\rho_p$	: rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur, $\rho_p = E \times I_p / b_1$	$0.154 \times E$
$I_p$	: Moment d'inertie équivalente de la poutre.	$0.293 \text{ m}^4$
$\rho_D$	: rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur, $\rho_D = E I_D / l_1$	$1.302 \times 10^{-3} \times E$
$l_1$	: unité de largeur.	1 m
$I_D$	: Moment d'inertie de la dalle, $I_D = (l_1 \times d^3) / 12$	$1.302 \times 10^{-3}$
		<b><math>\theta = 0.67</math></b>

**Remarque :** Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoises.

**VII. 2.1.2. Calcul de paramètre de torsion  $\alpha$**

➤ Calcul de Rigidité torsionnelle de la poutre  $\gamma_P$  :

$$\gamma_P = C_p / b_1 \text{ , } C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b_1 \times h^3 / 2)]$$

Avec :  $b_i$  et  $h_i$  : les dimensions de la section équivalente ( $h_i$  : la plus petite dimension)

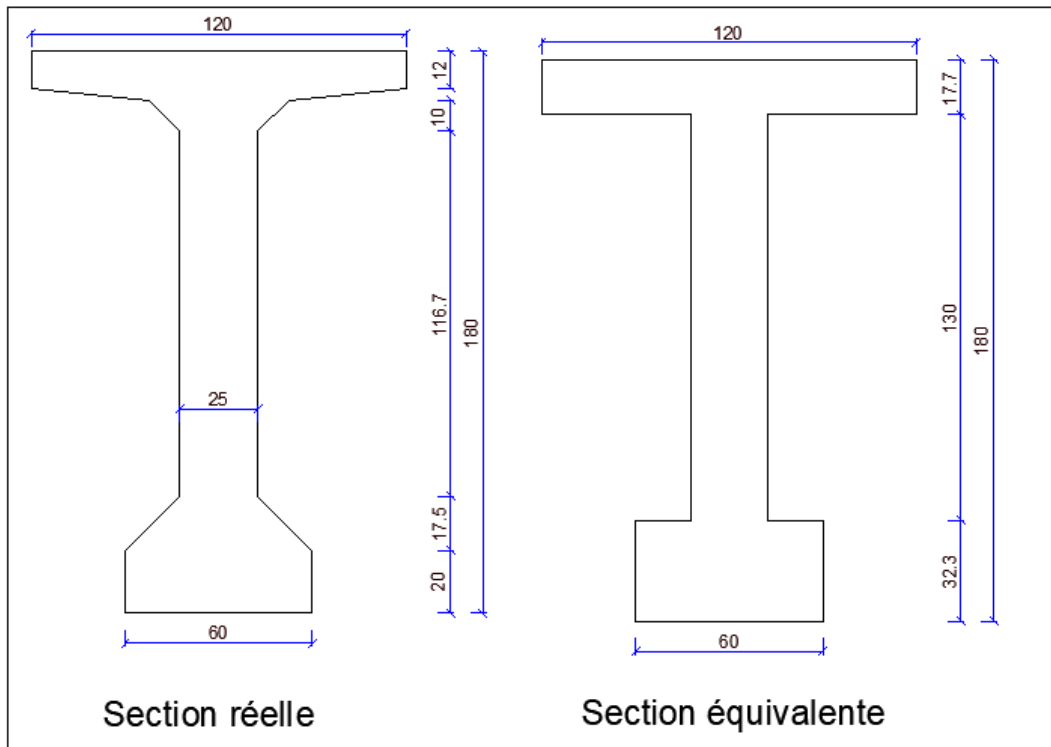


Figure VII. 1 : Schéma représente La section équivalente de la poutre

$$C_p = (G / 3) [(1.2 \times 0.215^3) + (1.3 \times 0.25^3) + (0.6 \times 0.323^3) + (1.9 \times 0.25^3 / 2)]$$

Tableau VII. 2 : Le calcul de paramètre de torsion  $\alpha$

Indice	Désignation	Valeur
$\gamma_P$	: rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur, $\gamma_P = C_p / b_1$	$4.42 \times 10^{-3} \times E$
$C_p$	: rigidité torsionnelle de la poutre, $C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b_1 \times h^3 / 2)]$	$5.58 \times 10^{-3} \times E$
$\gamma_D$	: rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur, $\gamma_D = C_D / l_1$	$1.085 \times 10^{-3} \times E$
$C_D$	: rigidité torsionnelle de la dalle, $C_D = 2 \times G \times I_D$	$1.085 \times 10^{-3} \times E$
G	: module de déformation transversale du béton, $G = E / [2 \times (1+n)]$	$E / 2.4$
n	: Coefficient de poisson.	0.20
		<b><math>\alpha = 0.198</math></b>

**VII. 2.2. Répartition transversale des moments fléchissant**

**VII. 2.2.1. Coefficients de répartition transversale  $K_\alpha$**

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ; - Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment. Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

Si  $1 \leq \theta \leq 2$  :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

Si  $0.3 \leq \theta \leq 1$  :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^b$

Où :  $b = 1 - e^{[(0.065 - \theta)/0.665]}$  Tel

que :

$K_0$  : valeur de  $K$  pour  $\alpha = 0$ .

$K_1$  : valeur de  $K$  pour  $\alpha = 1$ .

C'est notre cas ou  $\theta = 0.67$ , donc on utilise cette formule :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^b$

○ Calcul de Coefficients  $K_0$  et  $K_1$  :

Dans le cas ou  $\theta$  ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, dans notre cas on fera une interpolation entre la valeur  $\theta = 0.65$  et  $\theta = 0.70$  pour trouver les valeurs correspondantes à  $\theta = 0.67$

**Tableau VII. 3 : Tableau de  $K_0$  pour  $\theta = 0.65$  et  $\alpha=0$**

$\theta = 0.65$		$K_0$								
$y$	$e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0.1776	0.6223	1.0524	1.4121	1.5752	1.4121	1.0524	0.6223	0.1776
b/4		-0.2731	0.624	0.6014	1.0347	1.4121	1.6143	1.518	1.2565	0.952
b/2		-0.5207	-0.169	0.1974	0.6014	1.0524	1.518	1.8946	2.0666	2.1547
3b/4		-0.6691	-0.4303	-0.169	0.1624	0.6223	1.2565	2.0666	2.9669	3.8208
b		-0.7883	-0.6691	-0.5207	-0.2731	0.1776	0.952	2.1547	3.8208	5.8338

**Tableau VII. 4 : Tableau de  $K$  pour  $\theta = 0.70$  et  $\alpha=0$**

$\theta = 0.70$		$K_0$								
$y$	$e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0.0216	0.5464	1.058	1.4938	1.6955	1.4938	1.058	0.5464	0.0216
b/4		-0.3589	0.1095	0.5862	1.067	1.4938	1.7118	1.5548	1.1934	0.7809
b/2		-0.5114	-0.1756	0.1798	0.5862	1.058	1.5548	1.9393	2.0554	2.0618
3b/4		-0.5575	-0.3794	-0.1756	0.1095	0.5464	1.1934	2.0554	3.0254	3.9282
b		-0.5733	-0.5575	-0.5114	-0.3589	0.0216	0.7809	2.0618	3.9282	6.2464

Par une interpolation entre le tableau de  $\theta = 0.65$  et de  $\theta = 0.70$  on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient  $K_0$  pour  $\theta = 0.67$

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_0[\theta=0.67] = K_0 [\theta=0.65] + (K_0 [\theta=0.70] - K_0 [\theta=0.65]) \times \frac{0.67-0.65}{0.70-0.65}$$

**Tableau VII. 5 : Tableau de K pour  $\theta=0.67$  et  $\alpha=0$**

$\theta = 0.67$		$K_0$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0.1152	0.5919	1.0546	1.44478	1.62332	1.44478	1.05464	0.59194	0.1152	
b/4	-0.30742	0.1412	0.5953	1.04762	1.44478	1.6533	1.53272	1.23126	0.88356	
b/2	-0.51698	-0.1716	0.1904	0.59532	1.05464	1.53272	1.91248	2.06212	2.11754	
3b/4	-0.62446	-0.4099	-0.1716	0.14124	0.59194	1.23126	2.06212	2.9903	3.86376	
b	-0.7023	-0.6245	-0.5169	-0.3074	0.1152	0.88356	2.11754	3.86376	35.9988	

Par une interpolation entre le tableau de  $\theta = 0.65$  et de  $\theta = 0.70$  on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient  $K_1$  pour  $\theta = 0.67$  L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_1[\theta=0.67] = K_1 [\theta=0.65] + (K_1 [\theta=0.70] - K_1 [\theta=0.65]) \times \frac{0.67-0.65}{0.70-0.65}$$

- Tableau de K pour  $\theta = 0.65$  et  $\alpha=1$  (voir annexe)
- Tableau de K pour  $\theta = 0.70$  et  $\alpha=1$  (voir annexe)

**Tableau VII. 6 : Tableau de K pour  $\theta = 0.67$  et  $\alpha=1$**

$\theta = 0.67$		$K_1$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0.7323	0.84804	0.99482	1.15756	1.24992	1.15756	0.99482	0.84804	0.7323	
b/4	0.50966	0.616	0.7584	0.94706	1.15756	1.30136	1.26392	0.75722	1.05732	
b/2	0.36306	0.45416	0.57936	0.7584	0.99482	1.26392	1.4789	1.52594	1.51078	
3b/4	0.26828	0.34572	0.45416	0.616	0.84804	1.15722	1.52594	1.87728	2.10626	
b	0.20154	0.26828	0.36306	0.50966	0.7323	1.05732	1.51078	2.10626	2.81632	

○ Calcul de Coefficient  $K_\alpha$ :

Le calcul des valeurs de  $K_\alpha$  par les formules d'interpolation d'après Sattler :

→  $\theta = 0.67, \alpha = 0.198 \quad K_\alpha = K_0 + 0.38 \times (K_1 - K_0)$

Tableau VII. 7 : Tableau de  $K_\alpha$  pour  $\theta=0.67$  et  $\alpha=0.198$

$\theta = 0.67$		$K_\alpha$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0.34968	0.6892	1.0319	1.3356	1.4814	1.3356	1.0319	0.6893	0.3497	
b/4	0.00307	0.3217	0.6573	1.0094	1.3356	1.5196	1.4306	1.0511	0.9496	
b/2	-0.18257	0.0662	0.3382	0.65729	1.0319	1.7477	1.7477	1.8584	1.8869	
3b/4	-0.2852	-0.1228	0.0662	0.3216	0.6896	1.8537	1.8584	2.5674	3.1959	
b	-0.3588	-0.2852	-0.1826	0.00307	0.3497	1.8870	1.8869	3.1959	4.7895	

○ Calcul de coefficient  $K_\alpha$  pour chaque poutre :

Pour obtenir les coefficients de répartition  $K_\alpha$  pour chacune des sept poutres on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

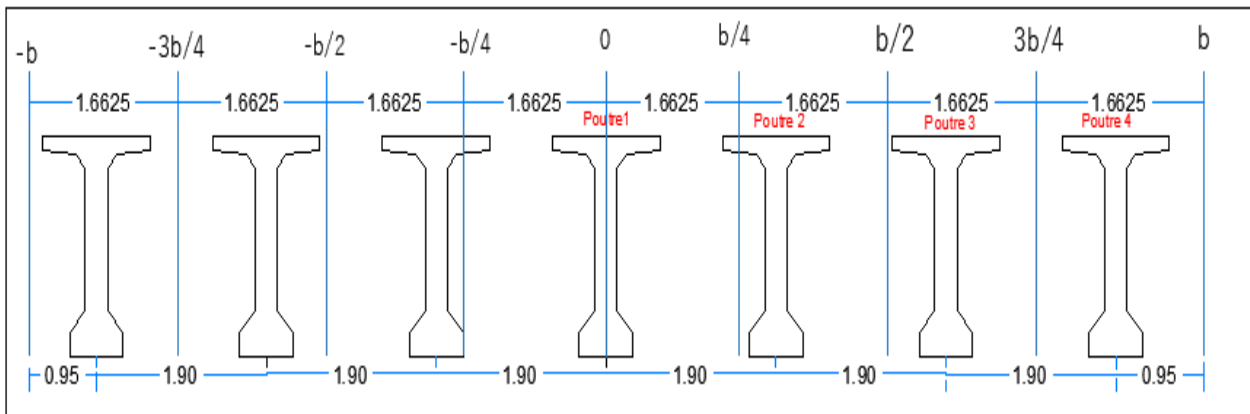


Figure VII. 2 : Position des poutres transversalement

Tableau V. 8 : Valeurs du coefficient de répartition  $K_\alpha$  relatives aux positions réelles des poutres

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0.350	0.689	1.032	1.336	1.481	1.336	1.032	0.689	0.350
Poutre 2	-0.023	0.286	0.613	0.961	1.294	1.507	1.474	1.163	1.080
Poutre 3	-0.211	0.013	0.261	0.562	0.935	1.366	1.779	2.059	2.257
Poutre 4	-0.317	-0.192	-0.04	0.185	0.544	1.095	1.871	2.836	3.878

VII.2.2.2. Construction des lignes d'influence

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur  $K_\alpha$  de pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

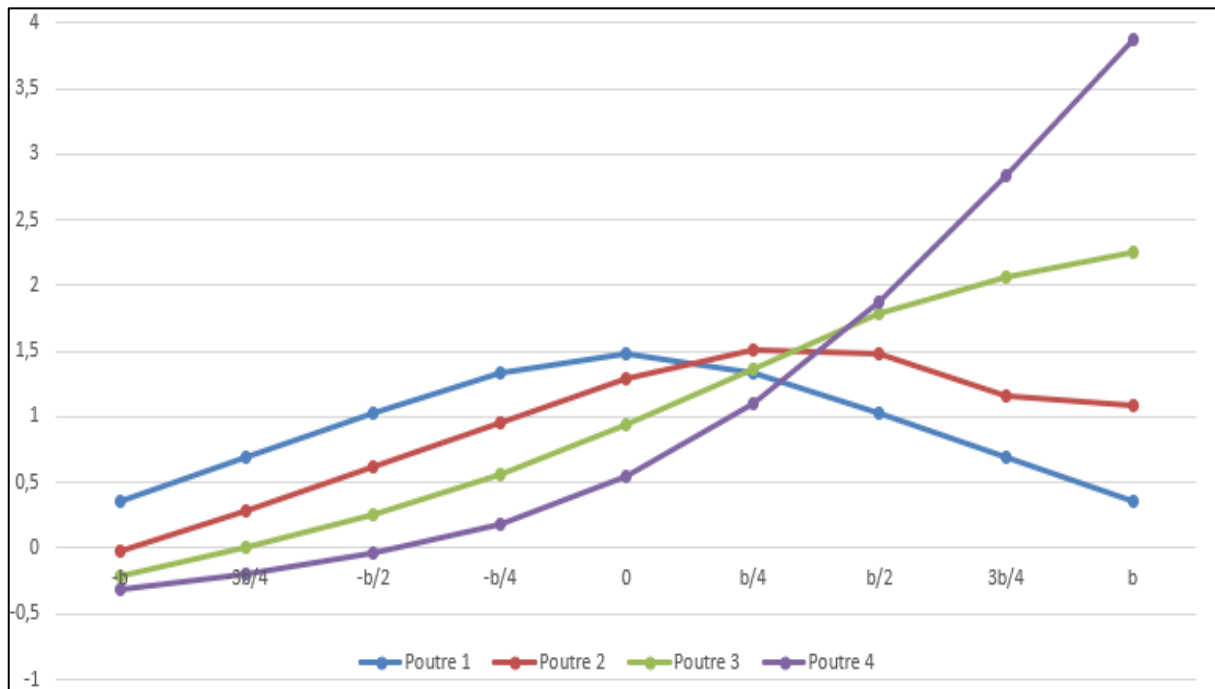


Figure VII.3: Les lignes d'influence du coefficient  $K_\alpha$

Le coefficient  $K_\alpha$  représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

### VII.2.2.3. Etude du chargement

Après avoir tracé les lignes d'influences, On charge le tablier du pont conformément au RCPR :

- Le système **A(I)** chargera toute la largeur chargeable 7.10m, soit 3.55m pour une seule voie.
- Le système **Bc** sera représenté comme deux charges concentrées au milieu des roues, espacées de 2m, et seront positionnées au moins à 25cm depuis les bordures.
- Le système **Bt** lui aussi sera considéré comme deux charges concentrées espacées de 2m mais positionnées à 50cm au moins depuis les bordures.
- Le convoi Mc120 sera considéré comme deux charges partiellement réparties sur 1m, et seront éloignées d'au moins 0,50m des bordures.
- Le convoi D240 sera considéré comme une charge répartie sur une largeur de 3,2m et Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, donc sera éloigné de 2.4m des bordures.

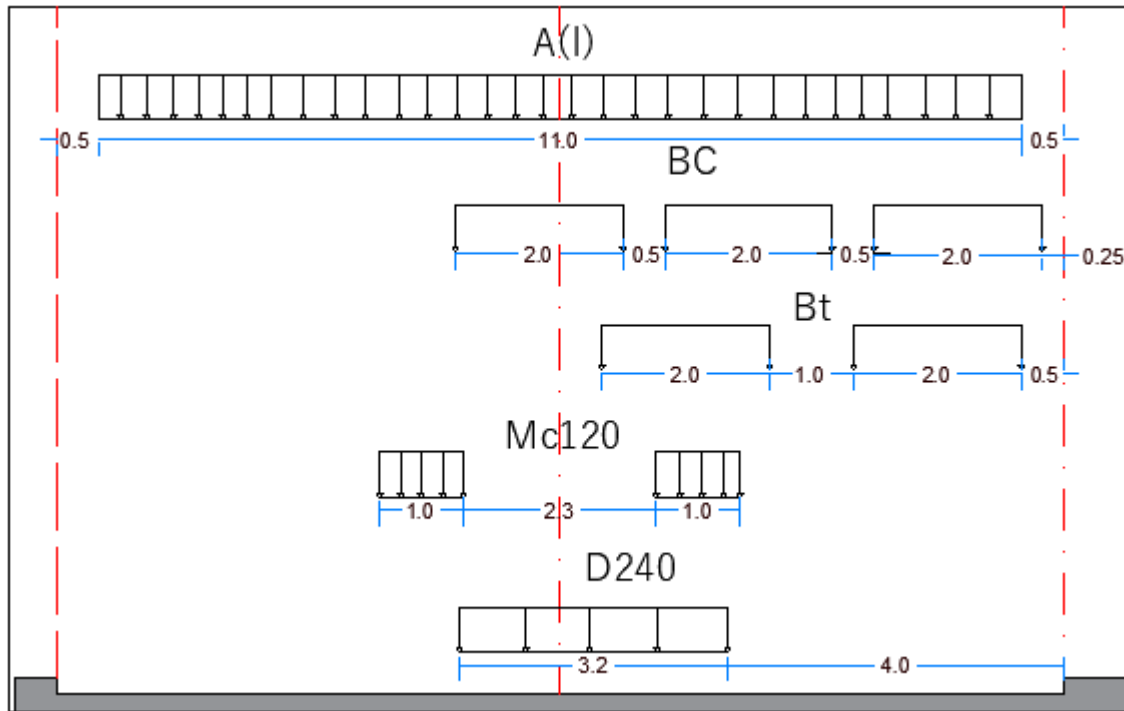


Figure VII. 4 : Positionnement des charges

Nous placerons les systèmes un par un pour chaque cas de chargement, et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

○ Pour les surcharges concentrées :

$$K_{\text{amoy}} = \sum K_{ai} / n$$

Avec :

$K_{ai}$  : valeur sera directement lue sur le graphe.

n : nombre de charges.

○ Pour les surcharges réparties :

$$K_{\text{amoy}} = S/l$$

Avec :

S : aire du graphe sous la largeur chargée.

l : largeur chargée.

**Remarque :** - Les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD.

- Le poids propre est considéré répartie uniformément sur toute la largeur de la dalle (malgré il y a un manque d'uniformité sur les deux poutres de l'extrémité).

Cette répartition est assurée par un coefficient  $K_{\text{amoy}} = 1$ . Donc toutes les poutres avoir le même effet.

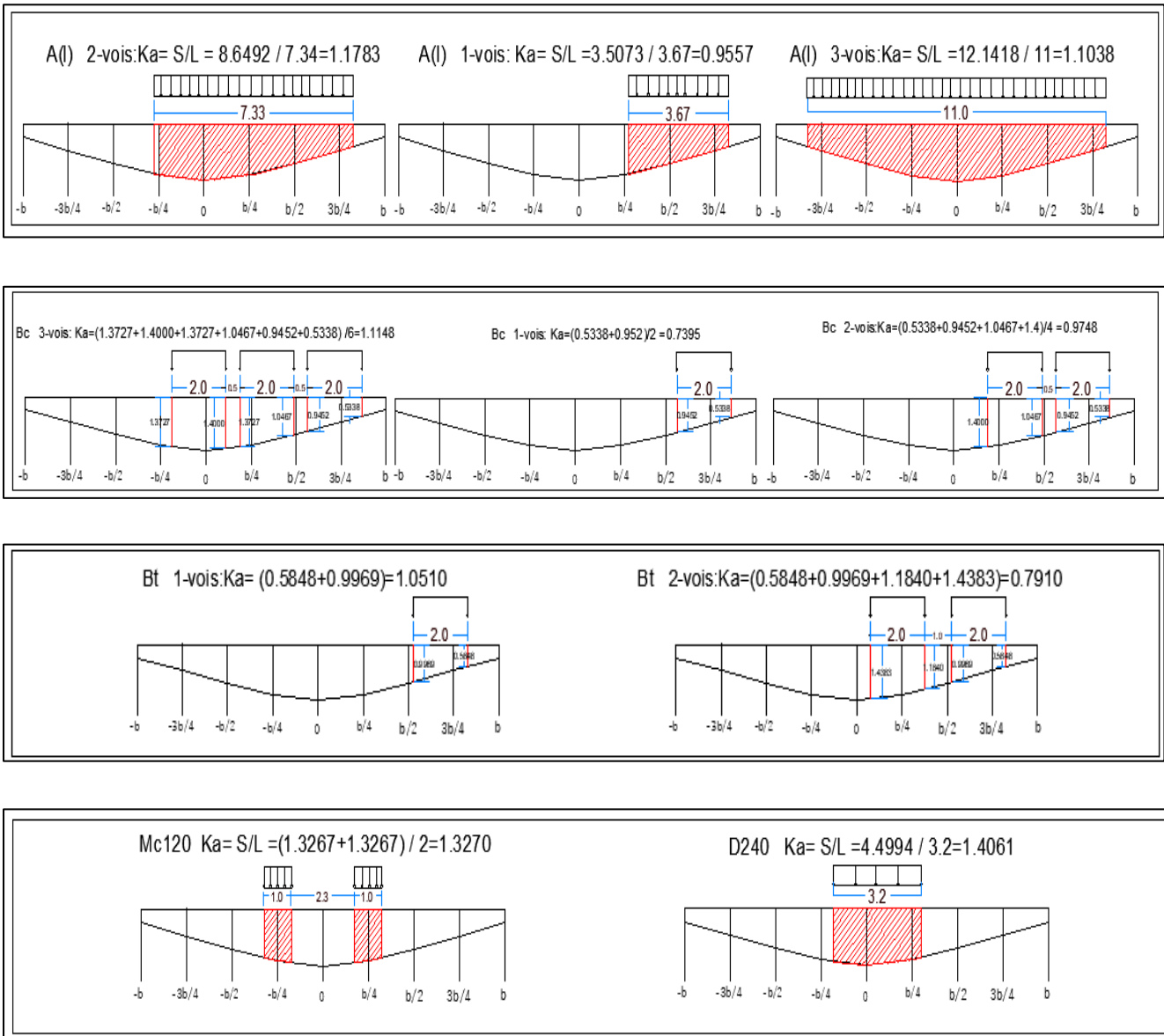


Figure VII.5 : Calcul de  $K_{\alpha moy}$  Pour la poutre 1

Calcul de  $K_{\alpha moy}$  pour les autres poutres (voir ANNEXE B).

**VI.3. Calcul du moment fléchissant**

Les moments longitudinaux dû aux chaque chargements étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par chaque poutre :  $M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$

**Tableau VII. 9 : Tableau des moments réels pour les différentes positions des poutres**

Désignation		M <sub>0</sub> [KN.m]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub> [KN.m]	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub> [KN.m]	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub> [KN.m]	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub> [KN.m]	
Charge Permanente		4859.67	1.0000	4859.67	1.0000	4859.67	1.0000	4859.67	1.0000	4859.67	
Surcharge A(L)	1 voie	689.18	0.9556	658.58	1.3648	940.59	1.8092	1246.86	2.1022	1448.79	
	2voies	1378.36	1.1783	1624.12	1.3122	1808.68	1.3814	1904.07	1.3492	1859.68	
	3voies	1860.83	1.1038	2053.98	1.0585	1969.69	0.996	1853.39	0.9369	1743.41	
Surcharge B	BC	1 file	624.65	0.7395	230.43	1.2600	787.06	2.0000	1249.3	2.5629	1602.79
		2 files	1155.96	0.9748	1126.83	1.3625	1575	1.7543	2027.90	1.9291	2229.96
		3 files	1507.85	1.1148	1680.95	1.3141	1981.47	1.467	2212.02	1.4412	2173.11
	BT	1tandem	459.23	0.791	363.25	1.2900	592.41	1.9640	901.93	2.5629	1176.96
		2tandems	924.54	1.051	971.69	1.3573	1254.88	1.6413	1566.68	1.7367	1605.6
Convoi	Mc120	1258.97	1.327	1670.65	1.2245	1541.61	0.9675	1218.05	0.651	819.58	
	D240	2031.43	0.9488	1927.42	1.2653	2570.37	1.4122	2868.78	0.7041	1430.33	

➤ Les combinaisons des charges pour détermination de la poutre la plus sollicité :

Tableau VII. 10 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m)

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
<b>ELU</b>	<b>1.35 G + 1.6 A(I)-1Voie</b>	7614.28	8065.49	8555.53	8878.62
	<b>1.35 G + 1.6 A(I)2-Voies</b>	9159.15	9454.44	9607.07	9536.04
	<b>1.35 G + 1.6 A(I)3-Voies</b>	9846.92	9712.06	9525.98	9350.01
	<b>1.35 G + 1.6 Bc1-Voie</b>	6929.24	7819.85	8559.43	9125.02
	<b>1.35 G + 1.6 Bc2-Voies</b>	8363.48	9080.55	9805.19	10128.5
	<b>1.35 G + 1.6 Bc3-Voies</b>	9250.07	9730.91	10099.8	10037.5
	<b>1.35 G + 1.6 Bt1-Voie</b>	7141.75	7508.41	8003.64	8443.69
	<b>1.35 G + 1.6 Bt2-Voies</b>	8115.26	8568.36	9067.24	9129.51
	<b>1.35 G + 1.35 Mc120</b>	8815.93	8641.728	8204.92	7666.98
	<b>1.35 G + 1.35 D240</b>	9162.57	10030.60	<b>10433.41</b>	8491.50
<b>ELS</b>	<b>G + 1.2A(I)-1Voie</b>	5649.97	5988.38	6355.90	6598.21
	<b>G + 1.2 A(I)2-Voies</b>	6808.61	7030.09	7144.55	7091.29
	<b>G + 1.2 A(I)3-Voies</b>	7324.45	7223.30	7083.74	6951.76
	<b>G + 1.2 Bc1-Voie</b>	5136.19	5804.14	6358.83	6783.02
	<b>G + 1.2 Bc2-Voies</b>	6211.87	6749.67	7293.15	7535.62
	<b>G + 1.2 Bc3-Voies</b>	6876.81	7237.43	7514.09	7467.40
	<b>G + 1.2Bt1-Voie</b>	5295.57	5570.56	5941.99	6272.02
	<b>G + 1.2 Bt2-Voies</b>	6025.70	6365.53	6739.69	6786.39
	<b>G + Mc120</b>	6530.32	6401.28	6077.72	5679.25
	<b>G + D240</b>	6787.09	7430.04	<b>7728.45</b>	6290

A l'ELU le cas de charge le plus défavorable c'est : 1,35G+1,35D240 de la poutre 3

$$M_{\max} = 10433.41 \text{ KN.m}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre 3

$$M_{\max} = 7728.45 \text{ KN.m}$$

**VII.4. Répartition transversale des efforts tranchants**

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant.

**VII.4.1. Coefficient de répartition  $\mathcal{E}_\alpha, \mathcal{E}'_\alpha$  :**

Les Coefficient  $\mathcal{E}_\alpha, \mathcal{E}'_\alpha$  dépend de  $\theta$  et  $\alpha$ , pour la détermination de ces deux paramètres :

Dans le tableau de Guyon-Massonnet sont données les  $\mathcal{E}_0, \mathcal{E}_1$  et  $\mathcal{E}'_1$  qui correspond à  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$  .

Pour  $\theta$  ne figurant pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet on doit faire une interpolation. La détermination des coefficients  $\mathcal{E}_\alpha$  se fait comme celle de  $K_\alpha$  mais avec quelque spécification.

➤ **En section sur appui** : On utilisera  $\mathcal{E}'_\alpha$  obtenue par interpolation entre  $\mathcal{E}'_0$  et  $\mathcal{E}'_1$  avec  $\mathcal{E}'_0 = \mathcal{E}_0$  et  $\mathcal{E}'_1 \neq \mathcal{E}_1$ .

L'interpolation se fera comme suite :

$$\begin{aligned} \mathcal{E}'_\alpha &= \mathcal{E}'_0 + (\mathcal{E}'_1 - \mathcal{E}'_0) \times \alpha \quad \text{si } |y| + |e| \leq 3b/4. \\ \mathcal{E}'_\alpha &= \mathcal{E}'_0 + (\mathcal{E}'_1 - \mathcal{E}'_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si } |y| + |e| > 3b/4. \end{aligned}$$

➤ **En section courante** : On utilisera  $\mathcal{E}_\alpha$  obtenu par interpolation entre  $\mathcal{E}_0$  et  $\mathcal{E}_1$ .

L'interpolation se fera comme suite :

$$\begin{aligned} \mathcal{E}_\alpha &= \mathcal{E}_0 + (\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_0) \times \alpha \quad \text{si } |y| + |e| \leq 3b/4. \\ \mathcal{E}_\alpha &= \mathcal{E}_0 + (\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si } |y| + |e| > 3b/4. \end{aligned}$$

Le calcul de  $\mathcal{E}_{\text{amoy}}$  se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle par  $T = T \times \mathcal{E}_{\text{amoy}}$

**VII.4.2. Calcul l'effort tranchant aux appuis  $x=0$  ○**

Calcul de Coefficients  $\mathcal{E}'_0$  et  $\mathcal{E}'_1$  :

Par une interpolation entre le tableau de  $\theta = 0.60$  et de  $\theta = 0.70$  on obtient Le tableau qui donne le coefficient  $\mathcal{E}'_0$  et  $\mathcal{E}'_1$  pour  $\theta = 67$

- Tableau de  $\mathcal{E}'_0$  pour  $\theta = 0.60$  (voir annexe).
- Tableau de  $\mathcal{E}'_0$  pour  $\theta = 0.70$  (voir annexe).

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$\mathcal{E}'_0[\theta=0.67] = \mathcal{E}'_0 [\theta=0.60] + (\mathcal{E}'_0 [\theta=0.70] - \mathcal{E}'_0 [\theta=0.60]) \times \frac{0.67-0.60}{0.70-0.60}$$

**Tableau VII. 11 : Valeurs de coefficient  $\mathcal{E}'_0$  pour  $\theta = 0.67$**

		$\theta=0.67$								
$y \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mathcal{E}'_0$	0	0.01840	0.09413	0.16776	0.22999	0.25858	0.22998	0.16776	0.09414	0.01840
	b/4	-0.04862	0.02248	0.09453	0.16651	0.22998	0.26345	0.24413	0.19582	0.14024
	b/2	-0.08199	-0.0272	0.03014	0.09453	0.16755	0.24413	0.30472	0.32803	0.33645
	3b/4	-0.09939	-0.0652	-0.0272	0.02248	0.09653	0.19586	0.32820	0.47601	0.61488
	b	-0.11214	-0.0994	-0.0819	-0.0486	0.02338	0.14024	0.33644	0.61487	0.95604

- Tableau de  $\mathcal{E}'_1$  pour  $\theta = 0.50$  (voir ANNEXE A).
- Tableau de  $\mathcal{E}'_1$  pour  $\theta = 0.60$  (voir ANNEXE A).

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$\mathcal{E}'_1[\theta=0.67] = \mathcal{E}'_1 [\theta=0.60] + (\mathcal{E}'_1 [\theta=0.70] - \mathcal{E}'_1 [\theta=0.60]) \times \frac{0.67-0.60}{0.70-0.60}$$

**Tableau VII. 12 : Valeurs de coefficient  $\mathcal{E}'_1$  pour  $\theta = 0.67$**

		$\theta=0.67$								
$y \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mathcal{E}'_1$	0	0.05788	0.08976	0.13694	0.21656	0.35343	0.21656	0.13694	0.08976	0.05785
	b/4	0.03778	0.05756	0.08667	0.13545	0.21855	0.35974	0.22605	0.14731	0.09418
	b/2	0.02831	0.04154	0.06087	0.06504	0.14605	0.23471	0.37974	0.24673	0.15715
	3b/4	0.02667	0.03709	0.05216	0.02909	0.11503	0.17619	0.27119	0.41665	0.26486
	b	0.03239	0.04298	0.05799	0.08123	0.11644	0.16808	0.24014	0.33503	0.44832

○ Calcul de Coefficient  $\mathcal{E}'_\alpha$  :

$$\mathcal{E}'_\alpha = \mathcal{E}'_0 + (\mathcal{E}'_1 - \mathcal{E}'_0) \times \alpha \quad \text{si } |y| + |e| \leq 3b/4$$

$$\mathcal{E}'_\alpha = \mathcal{E}'_0 + (\mathcal{E}'_1 - \mathcal{E}'_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si } |y| + |e| > 3b/4$$

Tableau VII. 13 : Valeurs du coefficient de répartition  $\epsilon'_\alpha$  pour  $\theta = 0.67$  et  $\alpha=0.198$

$\theta = 0.67$		$\epsilon'_\alpha$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0.02621	0.09327	0.16166	0.22733	0.27736	0.22733	0.16166	0.09327	0.02621	
b/4	-0.03151	0.02943	0.09297	0.16036	0.22772	0.28247	0.24056	0.18625	0.13113	
b/2	-0.06015	-0.0137	0.03622	0.08869	0.16329	0.24220	0.31958	0.31207	0.30095	
3b/4	-0.07444	-0.0449	-0.0115	0.02379	0.10019	0.19196	0.31692	0.46427	0.54558	
b	-0.08352	-0.0712	-0.0543	-0.0229	0.04182	0.14575	0.31738	0.55946	0.85509	

Pour obtenir les coefficients de répartition  $\epsilon'_\alpha$  pour chacune des sept poutres on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

Tableau VII. 14 : Valeurs du coefficient de répartition  $\epsilon'_\alpha$  relatives aux positions réelles des poutres

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0.02622	0.09327	0.16165	0.22733	0.27736	0.22733	0.16168	0.09328	0.02621
Poutre 2	-0.0356	0.02327	0.08486	0.15013	0.21859	0.27672	0.25184	0.20422	0.15539
Poutre 3	-0.0642	-0.0225	0.02257	0.07015	0.14527	0.22785	0.31882	0.35556	0.37084
Poutre 4	-0.0783	-0.0309	-0.0298	0.00377	0.07518	0.17264	0.31712	0.50506	0.67840

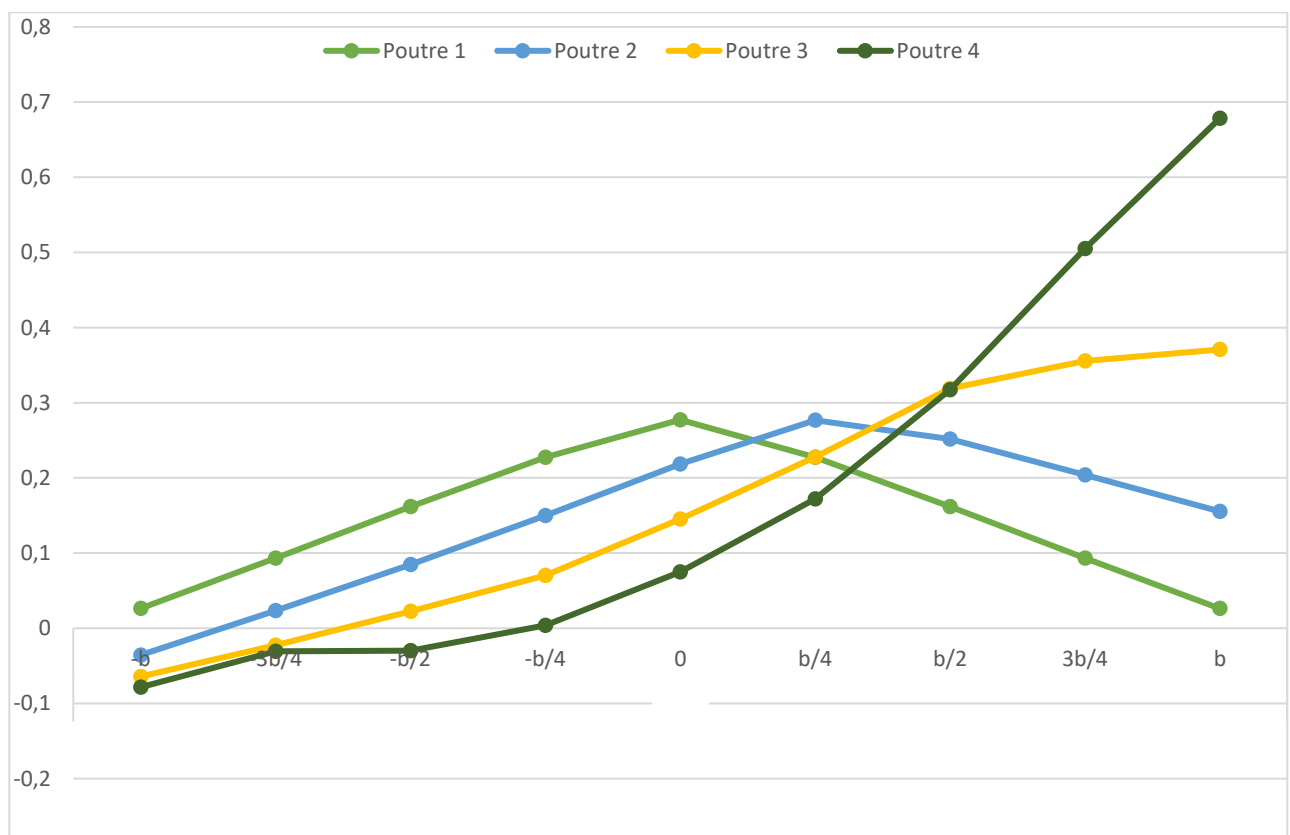


Figure VII. 6 : Les lignes d'influence du coefficient  $\epsilon'_\alpha$

○ Calcul de coefficient  $\mathcal{E}'_{\text{amoy}}$  :

Après avoir tracé les lignes d'influences, et charge le tablier du pont conformément au RCPR (se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant).

On détermine pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

○ Pour les surcharges concentrées :

$$\mathcal{E}'_{\text{amoy}} = \sum \mathcal{E}'_{\text{ai}} / n$$

Avec :

$K_{\text{ai}}$  : valeur sera directement lue sur le graphe.

$n$  : nombre de charges.

○ Pour les surcharges réparties :

$$\mathcal{E}'_{\text{amoy}} = S/l$$

Avec :

$S$  : aire du graphe sous la largeur chargée.

$l$  : largeur chargée.

On calcul de l'effort tranchant réelle par  $T_{\text{réel}} = T \times \mathcal{E}'_{\text{amoy}}$

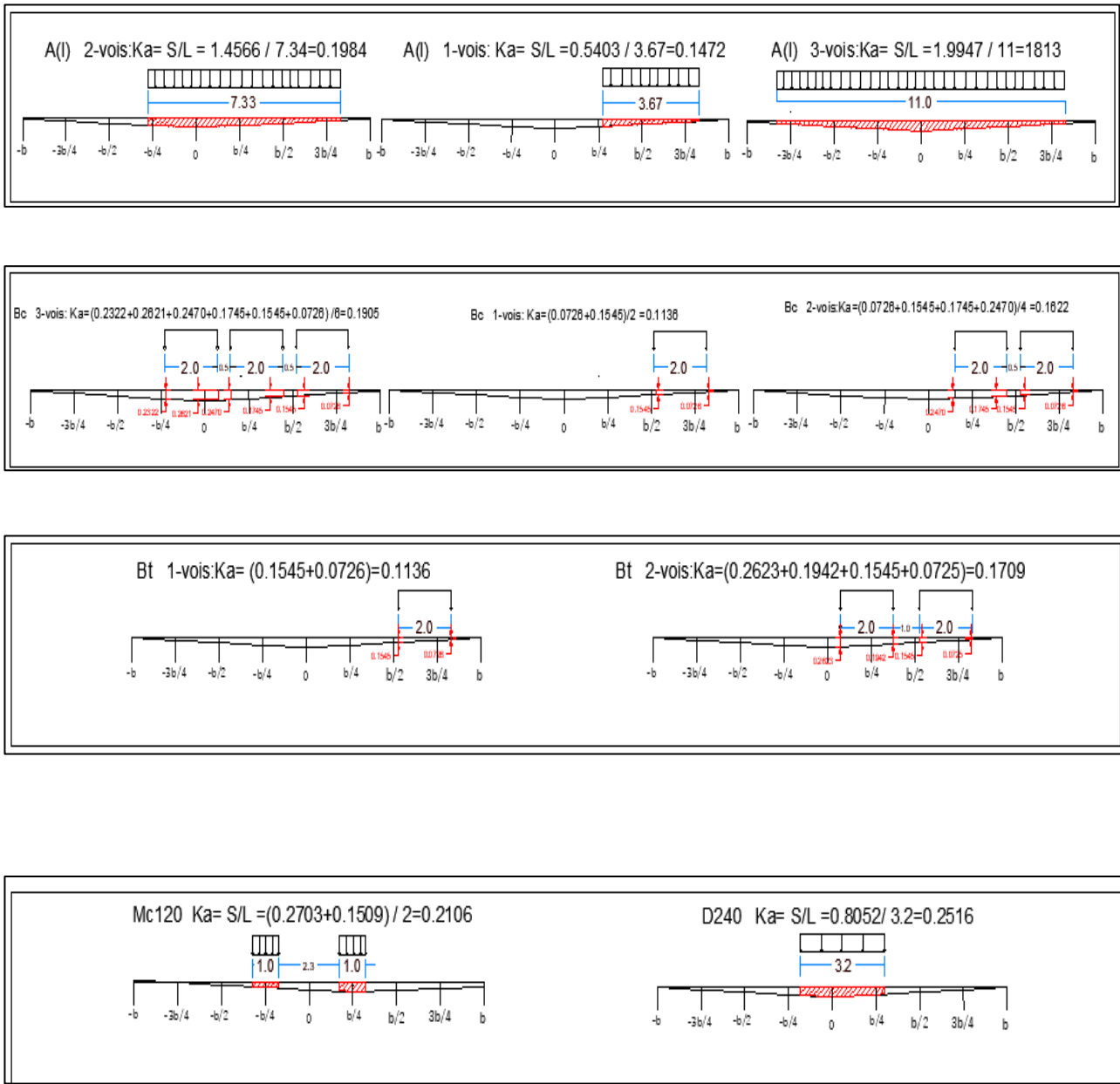


Figure VII.7 : Calcul de  $\epsilon'_{amoy}$  pour la poutre 1

Calcul de  $\epsilon'_{amoy}$  pour les autres poutres (voir ANNEXE B).

Tableau VII. 15 : Tableau des efforts tranchants réels sur appui pour les différentes positions des poutres

Désignation		T [KN]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			$\mathcal{E}'_{amoy}$	T <sub>réel</sub> [KN]	$\mathcal{E}'_{amoy}$	T <sub>réel</sub> [KN]	$\mathcal{E}'_{amoy}$	T <sub>réel</sub> [KN]	$\mathcal{E}'_{amoy}$	T <sub>réel</sub> [KN]	
Charge Permanente G		<b>4123.35</b>	1.0000	4123.35	1.0000	4123.35	1.0000	4123.35	1.0000	4123.35	
Surcharge A(L)	<i>1 voie</i>	<b>584.76</b>	0.1554	90.872	0.2379	139.114	0.3159	184.725	0.3631	112.326	
	<i>2voies</i>	<b>1169.52</b>	0.1984	132.033	0.2266	165.0132	0.2315	170.744	0.2226	160.335	
	<i>3voies</i>	<b>1578.89</b>	0.1813	186.253	1.7545	177.165	0.1635	158.148	0.1569	147.728	
Surcharge B	BC	<i>1 file</i>	<b>616.35</b>	0.11355	69.987	0.2180	134.364	0.3415	110.484	0.4477	175.940
		<i>2 files</i>	<b>1140.59</b>	0.16215	184.947	0.2366	169.864	0.2947	236.132	0.3294	275.710
		<i>3 files</i>	<b>1485.84</b>	0.1905	183.052	0.2232	131.639	0.2378	253.332	0.2388	254.819
	BT	<i>1tandem</i>	<b>397.96</b>	0.1135	45.186	0.2180	86.755	0.3415	135.903	0.4477	178.167
		<i>2tandems</i>	<b>801.18</b>	0.1709	136.921	0.2341	187.556	0.2817	125.692	0.3112	149.327
Convoi	<i>Mc120</i>	<b>1068.21</b>	0.2257	141.095	0.2106	124.965	0.1506	160.872	0.0919	98.168	
	<i>D240</i>	<b>1723.64</b>	0.1663	286.641	0.2303	296.95	0.2516	333.668	0.1025	176.673	



➤ Les combinaisons des charges pour détermination de la poutre la plus sollicité :

Tableau VII. 16 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m)

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	<b>1.35 G + 1.6 A(l)-1Voie</b>	998.23	1020.50	1032.52	1012.64
	<b>1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies</b>	1068.69	1042.71	1058.24	1022.87
	<b>1.35 G + 1.6 A(l)3-Voies</b>	1154.26	1156.21	1099.54	1025.98
	<b>1.35 G + 1.6 Bc1-Voie</b>	1025.48	1057.36	987.24	1050.48
	<b>1.35 G + 1.6 Bc2-Voie</b>	1125.98	1164.28	1032.25	1069.37
	<b>1.35 G + 1.6 Bc3-Voies</b>	1259.58	1070.57	1090.25	1125.37
	<b>1.35 G + 1.6 Bt1-Voie</b>	958.67	960.21	984.24	987.65
	<b>1.35 G + 1.6 Bt2-Voies</b>	1146.58	1095.24	1027.59	1058.34
	<b>1.35 G + 1.35 Mc120</b>	1158.69	1302.14	1154.26	1089.64
	<b>1.35 G + 1.35 D240</b>	1194.85	1294.24	1398.54	1184.36
ELS	<b>G + 1.2A(l)-1Voie</b>	948.65	856.24	876.41	804.19
	<b>G + 1.2 A(l)2-Voies</b>	950.36	948.25	902.19	840.06
	<b>G + 1.2 A(l)3-Voies</b>	963.54	951.73	926.47	894.21
	<b>G + 1.2 Bc1-Voies</b>	970.36	961.21	947.58	874.69
	<b>G + 1.2 Bc2-Voies</b>	984.69	981.23	961.35	905.37
	<b>G + 1.2 Bc3-Voies</b>	990.34	987.25	976.58	926.84
	<b>G + 1.2Bt1-Voie</b>	1002.6	950.21	8745.64	854.16
	<b>G + 1.2 Bt2-Voies</b>	1013.6	964.28	935.89	985.47
	<b>G + Mc120</b>	124.36	988.95	987.48	984.67
	<b>G + D240</b>	989.67	1002.31	1036.89	981.52

A l'ELU le cas de charge le plus défavorable c'est : 1,35G+1,35D240 de la poutre 3

$$T_{max} = 1398.54 \text{ KN}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre 3

$$T_{max} = 1036.89 \text{ KN}$$

### VII.3. CONCLUSION

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 3.



# **CHAPITRE VIII**

## **MODELISATION DU TABLIER**



## VIII. MODELISATION DU TABLIER

### VIII.1. INTRODUCTION

Après l'étude transversale du tablier de notre ouvrage (calculé manuellement en utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET. On vérifié les résultats de calcul manuel par calcul automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : autodesk robot structural analysis Professional.

### VIII.2. LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des Éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux utilisés (Béton 35). - Définition et affectation des différentes sections.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure (Appui simple et Appuis double dans l'extrémité).
- Définir le type de maillage [Quadrangle (4 nœuds) avec taille " 0.5m×0.5m "] - Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

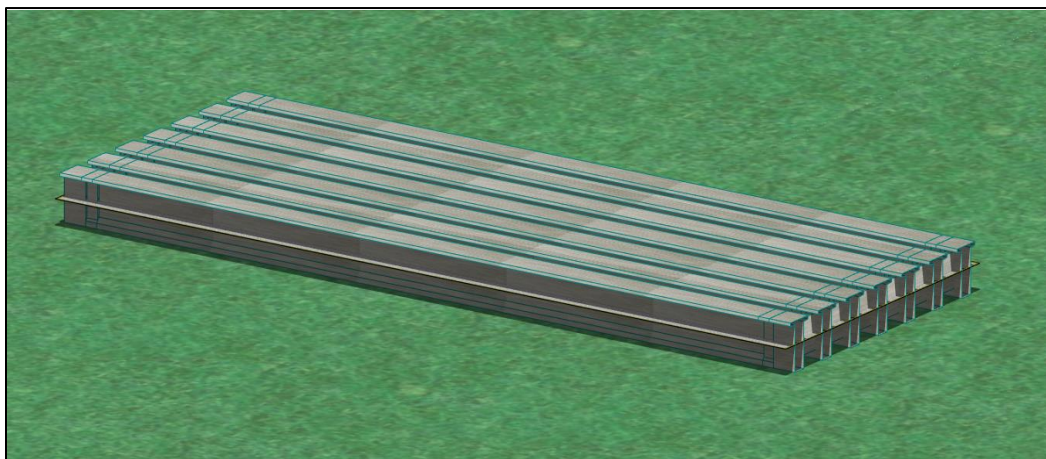


Figure VIII.1: Modèle du tablier en 3D

### VIII.3. RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

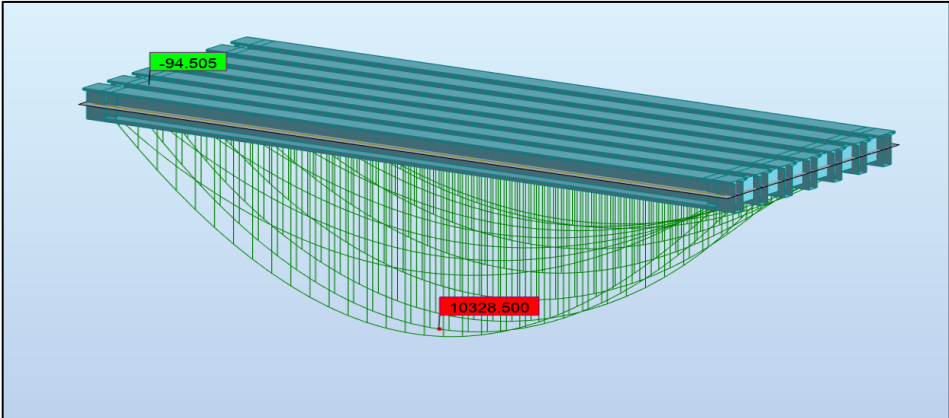


Figure VIII. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

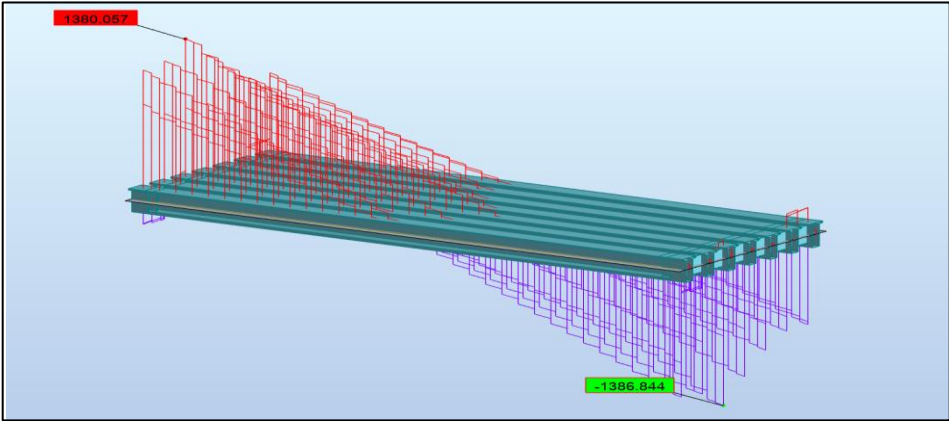


Figure VIII. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

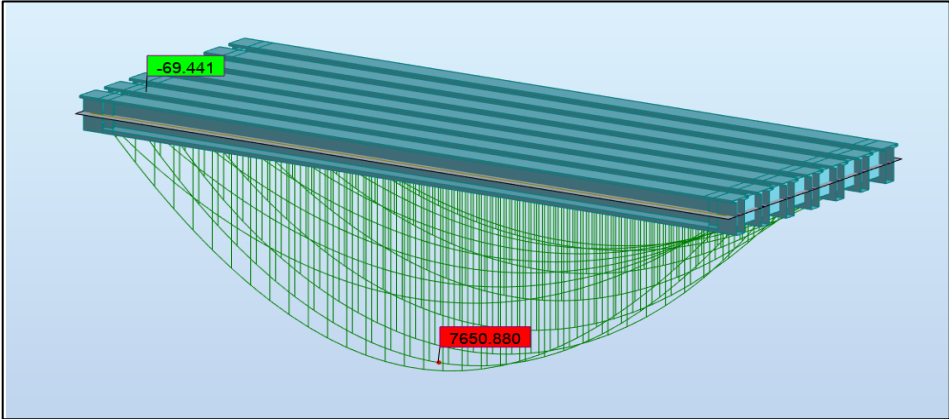


Figure VIII. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + D240)

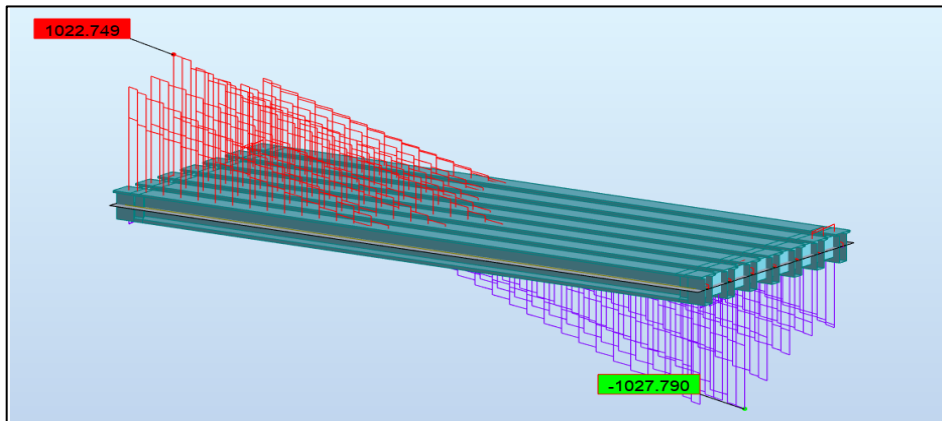


Figure VIII. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240)

### VIII.4. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUE AUTOMATIQUES

Tableau VIII. 1 : Comparaison entre les valeurs Analytiques et automatiques

Etat limite	Méthode	Combinaisons qui donner l'effort max	Moment max (KN.m)	Effort tranchant max (KN)
ELU	Analytique	<b>1.35G+1.35D240</b>	10433.41	1398.54
	Automatique	<b>1.35G+1.35D240</b>	10328.500	1380.057
ELS	Analytique	<b>G+D240</b>	7728.45	1036.89
	Automatique	<b>G+D240</b>	7650.880	1022.749

### VIII.5. CONCLUSION

Après avoir calculé les différentes sollicitations Analytique et automatiquement (Autodesk robot) on constate qu'il y a une légère différence.

Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus automatiquement.



**CHAPITRE IX**  
**ETUDE DE LA**  
**PRECONTRAINTE**



## IX. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### IX. 1. INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte. Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité 'e0' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

### IX. 2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (Contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$P_{\min} = \sup (P_I ; P_{II})$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{V'} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} \quad (\text{Section sous-critique}).$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{V'} \sigma_{bt2}}{V' \times \rho \times h - d'} \quad (\text{Section sur critique}).$$

Pour le calcul nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

**Tableau IX. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats de logiciel**

Indice	Désignation	Valeur
B	: L'aire de la section.	1.1 m <sup>2</sup>
h	: Hauteur de la section.	2.05 m
v	: La distance entre son CDG et la fibre supérieure.	0.74 m
v'	: La distance entre son CDG et la fibre inférieure.	1.31 m
I	: Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité.	0.47 m <sup>4</sup>
ρ	: Rendement géométrique de la section $\rho = I / (B \times v \times v')$ .	0.44
d'	: L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h.	0.205 m
M <sub>m</sub>	: Moment minimale (généré sous les charge permanentes G).	4.7 MN.m
M <sub>M</sub>	: Moment maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.	7.65 MN.m

$\Delta M$	: $\Delta M = MM - Mm$	2.95 MN.m
$\sigma_{bt1}$	: Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.	-4.05 MPa
$\sigma_{bt2}$	: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.	-2.70 MPa

**Application Numérique :**

$P_I = 3.271 \text{ MN}$  ;  $P_{II} = 5.344 \text{ MN}$      $\rightarrow$      $P_I < P_{II}$  : Section sur critique.

$P_{\min} = \sup (P_I ; P_{II}) = 5.344 \text{ MN}$

**IX. 3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE**

$$n \geq \frac{P_{\min}}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

$P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9 f_{peg} A_p)$ .

$f_{prg} = 1\,770 \text{ MPa}$  ;  $f_{peg} = 1\,583 \text{ MPa}$  ;  $A_p = 1\,680 \text{ mm}^2$      $\rightarrow$      **$P_0 = 2.38 \text{ MN}$** .

$\Delta P$  : pertes de tension estimées à 25 %.

$$n \geq \frac{5.34}{(1-0.25) \times 2.38} \geq 2.99 \quad \text{Donc on prend : } n = 3 \text{ câbles}$$

**IX. 4. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES**

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

**a) Première étape :**

- On découpe les torons et on déplace les poutres vers la zone de stockage.
- Les pertes considérées sont estimées à 10 %.
- Les caractéristiques géométriques à prendre sont celles de la section de la poutre seule

**b) Deuxième étape :**

- On transporte les poutres vers le chantier après le 28ème jours, on les pose sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place, l'effort à prendre en considération dans cette phase est le poids propre de l'hourdis coulé.
- Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.
- Les pertes considérées sont estimées à 10 %

**c) Troisième étape :**

- Tablier à vide (poutres + superstructures).
- Les pertes considérées sont estimées à 25 %.

- Les efforts à prendre en considération dans cette phase sont le poids propre de la poutre et de l'hourdis.
- On prend comme section résistante celle de la poutre avec hourdis.

**d) Quatrième étape :**

- L'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée (Mg+MD240).
- Les pertes considérées sont de 25 %.

Et on doit trouver que :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Tel que :  $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{v'}{I} (Pe_0 - M)$        $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{v'}{I} (Pe_0 - M)$ ,  $e_0 = v' - d'$

**Tableau IX. 2 : Résultats de pré-vérification des contraintes**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
$f_{cj}$ [MPa]	23.18	35	35	35
$f_{tj}$ [MPa]	1.99	2.7	2.7	2.7
$\sigma_{bc}$ [MPa]	13.91	21.00	21.00	21.00
$\sigma_{bt1}$ [MPa]	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\sigma_{bt2}$ [MPa]	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
$\Delta P$ [%]	10.00	10.00	25.00	25.00
B [m <sup>2</sup> ]	0.674	0.674	1.0991	1.0991
I [m <sup>4</sup> ]	0.2464	0.2464	0.4683	0.4683
v [m]	0.843	0.843	0.7382	0.6882
v' [m]	0.957	0.957	1.3118	1.3118
M [KN.m]	2.37	2.37	3.94	7.65
e <sub>0</sub> [m]	0.75	0.75	1.11	1.11
P [MN]	3.39	6.62	6.07	5.35
$\sigma_{sup}$ [MPa]	4.42	1.11	1.15	7.41
$\sigma_{inf}$ [MPa]	5.73	19.08	13.29	0.04
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**IX. 5. TRACE DU CABLE**

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique (suivre le diagramme des moments), puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

IX. 5.1. Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à :

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

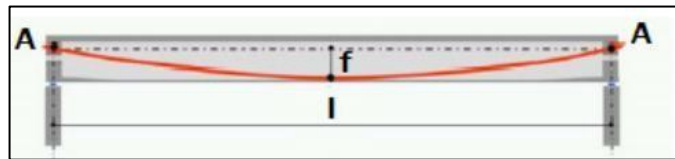


Figure IX. 1 : Rayon de courbure

$f$  : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

$l$  : est la longueur de la parabole ( $l = 33 \text{ m}$ ).

IX. 5.2. L'angle de déviation  $\beta$

Sur une longueur  $l$  peut être calculé par :

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

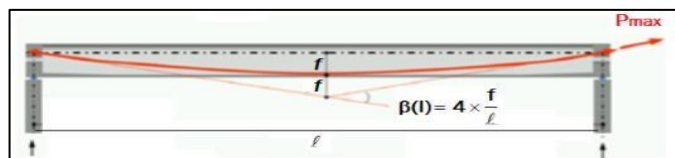


Figure IX. 2 : L'angle de déviation

IX. 5.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages

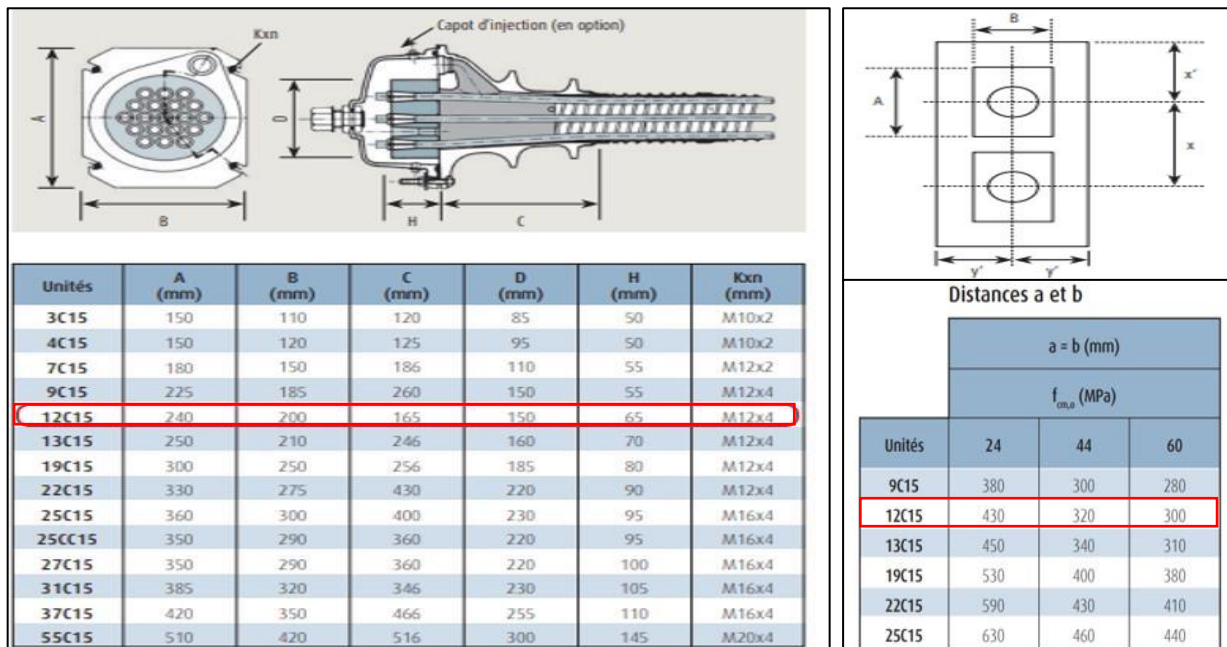


Figure IX.3 : Caractéristiques des plaques d'ancrages

- L'ancrage se fait à la section d'about et on dispose un seul lit.
- Les dimensions  $x$  et  $x'$  et  $y$  doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A+30 \text{ (mm)} \quad \rightarrow \quad x \geq 27\text{cm}$$

On prend  $x = 35 \text{ cm}$

$$x \geq 0.85 \times a \quad \rightarrow \quad x \geq 31.4 \text{ cm}$$

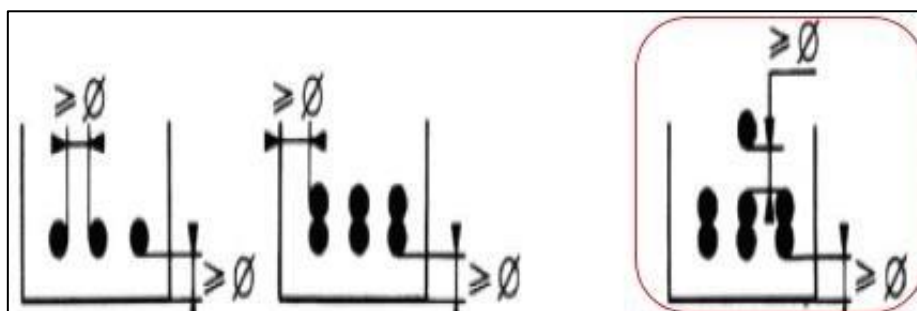
$y' = 30 \text{ cm}$ . (on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme).

Avec :

- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $a = 369.5 \text{ mm}$  (obtenue par l'interpolation de tableau distances a et b).

**IX. 5.4. Position des câbles**

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.



**Figure IX. 4 : 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.

**Tableau IX. 3 : Position des câbles**

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	1.42		0.36	
C2	1.1		0.2	
C3	0.73		0.12	

**IX. 5.5. L'angle de relevage  $\alpha$**

Angle d'inclinaison d'un alignement droit [une distance de 1 à 1.20 m (on prend 1m)] du câble à partir de son ancrage qui est donné par la formule suivante :

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

- $V_M$  : l'effort tranchant maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.
- $V_m$  : l'effort tranchant minimal (généré sous les charge permanentes G).
- $\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;  $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$ .
- $\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limité en état limite de service ;  $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ;  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$
- $B_n$  : surface nette de la section d'about + dalle ;  $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$
- $n$  : nombre des câbles.
- $B_{\text{Gaine}}$  : surface de la gaine.
- $b_n$  : largeur nette de la section d'about + hourdis ;  $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times \Phi$ .
- $b_0$  : largeur brute ;  $b_0=0.6$  m.
- $n_{\text{lit}}$  : nombre de lits ;  $n_{\text{lit}}=1$  .
- $\Phi$  : diamètre de la gaine ;  $\Phi=0.08$  m.

**Tableau IX. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage**

$b_n$	$B_n$	P	$\sigma_x$	$\bar{\tau}$	$\bar{V}$	$-14.3^\circ \leq \alpha \leq 31.466$
0.52 m	1.46 m <sup>2</sup>	5.35 MN	3.65 MPa	2.62 MPa	2.23 MPa	

On fixe :  $\alpha_{c1}=4.37^\circ$ ,  $\alpha_{c2}=5.96^\circ$ ,  $\alpha_{c3}=7.02^\circ$

**IX. 5.6. Résultats**

**Tableau IX. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres**

N° câble	l (m)	$\alpha$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			X=0 m	X=1 m	X=18 m			
<b>C1</b>	32	4.37	0.78	0.70	0.12	0.584	219.34	0.073
<b>C2</b>	32	5.96	1.1	1.1	0.2	0.8	160.88	0.099
<b>C3</b>	32	7.02	1.42	1.30	0.36	0.94	136.63	0.117

**IX. 6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE**

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps.

La tension en un point du câble dans la structure diffère de la force du vérin avec lequel le câble a été tendu, du fait d'un certain nombre de pertes qui font baisser significativement la tension du câble.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- **Les pertes instantanées** : Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble. Elles comportent :
  - Pertes due au frottement  $\Delta\sigma_\phi$ .
  - Pertes par recul de l'ancrage  $\Delta\sigma_g$ .
  - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton  $\Delta\sigma_e$ .
- **Les pertes différées** : Il s'agit des pertes qui se développent dans le temps :
  - Pertes dues au retrait du béton  $\Delta\sigma_r$ .
  - Pertes dues au fluage du béton  $\Delta\sigma_{fl}$ .
  - Pertes par relaxation  $\Delta\sigma_\rho$ .

**IX. 6.1. Les pertes instantanées**

**IX. 6.1.1. Pertes due au frottement**

Ce type des pertes se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Ces pertes sont données par la formule suivante :  $\Delta\sigma_\phi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \phi \times x)})$

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l'origine,  $\sigma_{p0} = \min \{0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}\} = 1416$  MPa.
- $x$  : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

**Tableau IX. 6 : Valeurs des coefficients f et  $\phi$**

Valeurs moyennes des coefficients f et $\phi$				
Cas	Nature des armatures	f		$\phi$ (m <sup>-1</sup> )
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

• f : Coefficient de frottement en courbe, f = 0.18 rad-1.

•  $\phi$  : Coefficient de frottement en ligne,  $\phi = 0.002$  m-1.

**Tableau IX. 7 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement**

N° câble	x=L/2 (m)	β (rad)	f × β + φ × x	Δσ <sub>φ</sub> (MPa)	Δσ <sub>φ Moy</sub> (MPa)	Δσ <sub>φ Moy</sub> (%)
<b>C1</b>	17	0.073	0.047	65.19	70.90	5.01
<b>C2</b>	17	0.099	0.052	71.62		
<b>C3</b>	17	0.117	0.055	75.88		

**IX. 6.1.2. Pertes par recul de l'ancrage**

Cette perte de tension résulte du glissement des câbles par rapport à son ancrage, à cause de tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$$

- k : fonction croissante,  $k = f \times l + \varphi$ .
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage,  $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times K}}$
- g : glissement à l'ancrage, g = 6 mm
- E<sub>p</sub> : module d'élasticité des câbles précontraints, E<sub>p</sub> = 190000 MPa.

**Tableau IX. 8 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage**

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσ <sub>g</sub> (0) (MPa)	Δσ <sub>g</sub> (L/2) (MPa)	Δσ <sub>g</sub> (L/2) Moy (%)
<b>C1</b>	17	0.0028	17.04	133.80	0.3215	0.01
<b>C2</b>	17	0.0031	16.24	140.40	0	
<b>C3</b>	17	0.0032	15.76	144.64	0	

**IX. 6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c'est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

$$\Delta\sigma_c(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \Delta\sigma_{bi}(x) \quad \text{avec: } \Delta\sigma_{bi}(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

- E<sub>ij</sub> : module de déformation instantanée du béton, E<sub>ij</sub> = 35982 MPa.
- σ<sub>bi</sub> : contrainte normale du béton .
- P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,

$$P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_\varphi(\%) - \Delta\sigma_g(\%)).$$

- n : nombre des câbles.
- M<sub>p</sub> : moment sous le poids propre de la poutre.

- e : excentricité du câble de précontrainte.

La section considéré est la section médiane (poutre seul).

**Tableau IX. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

B	I	e	M <sub>p</sub>	P	σ <sub>bi</sub> (L/2 )	Δσ <sub>e</sub> (L/2)	Δσ <sub>e</sub> (L/2)
0.76m <sup>2</sup>	0.36 m <sup>4</sup>	0.87 m	2.37 MN	6.75 MN	17.44 MPa	46.04 MPa	3.25 %

La valeur des pertes instantanées totales est :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\phi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 117.04 \text{ MPa} = 8.27 \%$$

### IX. 6.2. Les pertes différées

#### IX. 6.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Ces pertes sont données par la formule suivante :  $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(t)]$  -

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

- r(t) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :  $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$

- ε<sub>r</sub> : retrait final, ε<sub>r</sub> = 2×10<sup>-4</sup>
- Δσ<sub>r</sub> = 38 MPa, Δσ<sub>r</sub> = 2.68 %

➤ 2 × 10 <sup>-4</sup> en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
➤ 3 × 10 <sup>-4</sup> en climat tempéré sec Zone B
➤ 4 × 10 <sup>-4</sup> en climat chaud et sec Zones B',C,D1
➤ 5 × 10 <sup>-4</sup> en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

**Figure IX. 5 : Valeur de ε<sub>r</sub>**

#### IX.6.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton est une déformation dans le temps, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I} \quad \text{avec: } P + n P_0 (1 - \Delta\sigma_{totale}(\%))$$

- σ<sub>b</sub>: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.
- M<sub>p</sub> : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle).

**Tableau IX. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton**

B	I	e	M <sub>p</sub>	P	σ <sub>b</sub>	Δσ <sub>fl</sub>	Δσ <sub>fl</sub>
1.0991 m <sup>2</sup>	0.4683 m <sup>4</sup>	1.09 m	4.7 MN	5.35 MN	7.44 MPa	98.19 MPa	6.93%

**IX. 6.2.3. Pertes par relaxation**

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les câbles de précontrainte, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p + 0.06 \times \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- ρ<sub>1000</sub> (%) : coefficient de relaxation garantie à 1000 h, ρ<sub>1000</sub> = 2.5%.
- μ<sub>0</sub> : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σ<sub>i</sub> : contrainte dans les câbles de précontrainte ; après les pertes instantanées.
- σ<sub>i</sub> = σ<sub>p0</sub> - Δσ<sub>inst</sub> = 1298.62 MPa.
- Δσ<sub>ρ</sub> = 59.21 MPa, Δσ<sub>ρ</sub> = 4.18 %.

**La valeur des pertes différées totales est :**

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho = 185.53 \text{ MPa} = 13.10 \%$$

**La valeur des pertes totales est :**

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff} = 302.57 \text{ MPa} = 21.37\%$$

**IX.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS**

**IX.7.1. Les Caractéristiques des sections de vérification**

**Tableau IX. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification**

Section	x = 0		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)	1,80	2,05	1,80	2,05	1,80	2,05	1,80	2,05
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	1,15	1,62	0,681	1,156	0,681	1,156	0,68	1,156
v <sub>n</sub> (m)	0,843	0,810	0,826	0,685	0,822	0,683	0,821	0,682
v' <sub>n</sub> (m)	0,957	1,240	0,974	1,365	0,978	1,37	0,979	1,37
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	0,343	0,660	0,270	0,53	0,267	0,52	0,266	0,519
ρ (%)	37,08	40,55	49,33	48,63	48,83	48,26	48,63	48,12

**IX.7.2. Effort de précontrainte**

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale :  $P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale :  $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Avec :  $\Delta P$  : les pertes de tension de chaque phase.

**IX.7.2.1. Contrainte admissible**

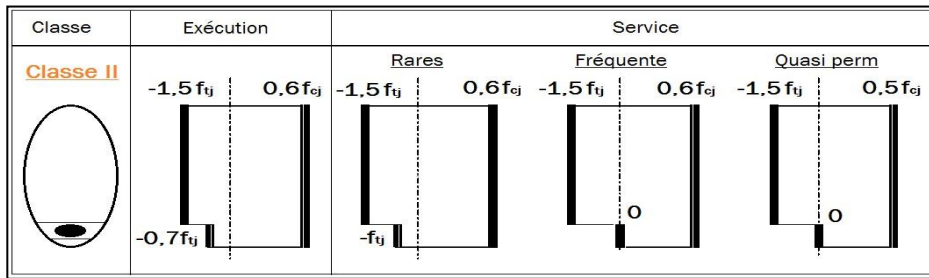


Figure IX. 7 : Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau IX. 12 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N cables	% Mt	$\Delta P$	P1	P2	$d_{x=0.5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4,13	3,52	3,32	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,27	6,81	6,29	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase 3	3	100	11,54	6,62	6,01	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase 4	3	100	21,37	6,06	5,16	1,06	0,45	0,28	0,23

**IX.7.3. Vérification des contraintes normales**

Les conditions à vérifier sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times V' \times e_0}{I} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$\sigma_p = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{sup} = -\frac{M \times V}{I} \end{cases} \quad \text{et} \quad \sigma_{pi} = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} - \frac{P \times V \times e_0}{I} \\ \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} + \frac{P \times V \times e_0}{I} \end{cases}$$

$$\sigma_{Max} = \sigma_P + \sigma_{P1}$$

$$\sigma_{Min} = \sigma_P + \sigma_{P2}$$

## CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IX. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase**

		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)		-0,11	0,52	0,69	0,75	-0,11	0,52	0,69	0,75
MEIs		0,00	1,74	2,21	2,37	0	1,74	2,21	2,37
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P2 (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	5,32	6,80	7,31	0,00	5,32	6,80	7,31
	$\sigma_{inf}$	0,00	-6,27	-5,74	-8,72	0,00	-6,27	-8,08	-8,72
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,00	-0,47	-2,35	-3,00	7,73	-0,91	-4,54	-5,80
	$\sigma_{inf}$	2,03	11,82	14,11	14,92	3,91	22,86	27,28	28,83
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,77	-0,44	-2,21	-2,83	7,13	-0,84	-4,19	-5,36
	$\sigma_{inf}$	1,91	11,15	13,31	14,06	3,61	21,11	25,19	26,63
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,00	4,85	4,45	4,31	7,73	4,41	2,25	1,51
	$\sigma_{inf}$	2,03	5,55	8,38	6,20	3,91	16,58	19,20	20,12
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,77	4,87	4,58	4,48	7,13	4,48	2,60	1,95
	$\sigma_{inf}$	1,91	4,88	7,57	5,35	3,61	14,83	17,11	17,91

		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)		0,18	0,91	1,08	1,14	0,18	0,91	1,08	1,14
MEIs		0,00	2,89	3,68	3,94	0	3,42	7,15	7,66
P1 (MN)		6,62	6,62	6,62	6,62	6,06	6,06	6,06	6,06
P2 (MN)		6,01	6,01	6,01	6,01	5,16	5,16	5,16	5,16
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	3,77	4,83	5,18	0,00	4,46	9,38	10,07
	$\sigma_{inf}$	0,00	-7,50	-9,66	-10,38	0,00	-8,88	-18,76	-20,18
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,65	-2,17	-3,68	-4,20	2,42	-1,98	-3,37	-3,85
	$\sigma_{inf}$	6,29	21,45	24,55	25,63	5,75	19,63	22,47	23,46
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,40	0,60	-0,15	-3,81	4,70	1,14	-0,29	-3,28
	$\sigma_{inf}$	5,70	19,45	22,27	23,25	4,90	16,73	19,15	19,99
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,65	1,60	1,14	0,98	2,42	2,47	6,01	6,22
	$\sigma_{inf}$	6,29	13,95	14,90	15,25	5,75	10,75	3,71	3,28
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,40	4,37	4,67	1,37	4,70	5,60	9,09	6,79
	$\sigma_{inf}$	5,70	11,95	12,62	12,87	4,90	7,85	0,39	-0,19

**IX.7.4. Vérification des contraintes tangentielles**

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissible à calculer :

- Rupture par fissuration :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

- Rupture par compression-cisaillement :

$$\bar{\tau}_1^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

La contrainte tangentielle  $\tau = \frac{v_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$

Avec :

- $\sigma_x$ : La contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette,  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$$P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

- $V_{red}$  : l'effort tranchant maximal réduit de service,  $V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$

Si  $\sigma_x < 0.4f_{cj}$  on a :  $\tau_1 < \tau_2 \rightarrow \text{Min}(\tau_1; \tau_2) = \tau_1$ .

**Tableau IX. 14 : Les résultats de calcul  $\sigma_x$  et  $\bar{\tau}_1$**

$P_i$ (MN)	$\alpha_i$ (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	
$P_i = P_0(1 - \Delta\sigma_{totale}) = 1.88$	4.37	1.87	0.14	$B_n = 1.62 \text{ m}^2$
	5.96	1.86	0.19	$\sigma_x = 3.44 \text{ MPa}$
	7.02	1.86	0.23	$\bar{\tau}_1 = 2.32 \text{ MPa}$
La somme		5.58	0.57	

$\sigma_x = 3.70 \text{ MPa} < 0.4f_{c28} = 14 \text{ MPa}$ , donc on vérifier :  $\tau \leq \bar{\tau}_1$

**Tableau IX. 15 : Vérification des contraintes tangentielles**

$V_{ser}$	$V_{red}$	$S_n$	$I_n$	$b_n$	$\tau$	$\tau \leq \bar{\tau}_1$
0.912 MPa	0.35 MPa	0.53 m <sup>3</sup>	0.66 m <sup>4</sup>	0.52 m	0.54 MPa	Vérifié

**IX.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU**

- On détermine d'abord l'angle  $\beta_u$  que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec: } \beta_u \geq 30^\circ$$

- $\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de CDG :  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \sigma_y = 0$ .

- $\tau_u$ : contrainte tangentielle ultime réduite,  $\tau_u = \frac{V_{u_{red}} \times S_n}{I_n \times b_n}$

- $V_{u_{red}}$  : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

- $V_{u_{red}} = V_u - \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$

**Tableau IX. 16 : Résultat de calcul  $\beta_u$**

Vu	$V_{u_{red}}$	$S_n$	$I_n$	$b_n$	$\tau_u$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\beta_u$
1.37 MPa	0.8 MPa	0.53 m <sup>3</sup>	0.66 m <sup>4</sup>	0.52 m	1.24 MPa	3.44 MPa	0 MPa	17.92°
								On prend : <b><math>\beta_u = 30^\circ</math></b>

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2.37 \quad \gamma_s = 1.15$$

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{4/1.5} = 5.83 \text{ MPa}, \text{ condition est vérifiée}$$

**IX.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE**

**IX.9.1. Armatures passives des zones tendues**

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. La section théorique à prendre en compte est donnée par :

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

Avec :

- .  $B_t$  : Air du béton tendu.
- .  $N_{Bt}$  : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur  $B_t$ .
- .  $\sigma_{Bt}$  : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferrailage minimal (de construction).

On choisit **6 HA12**.

### IX.9.2. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

#### ○ Transversales :

Le ferrailage transversal comporte les étriers d'âme, les cadres de talon et les armatures de couture de l'âme sur la table de compression. Ils sont disposés parallèlement à la section transversale d'une poutre et doivent être d'au moins  $2\text{cm}^2$  par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à un **cadre HA12** de section égale à  $2.26\text{ cm}^2$

#### ○ Longitudinales :

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2/\text{ml} \times \text{périmètre de la poutre} \rightarrow 3 \times 6.302 = 18.906\text{ cm}^2 \\ 0.1\% \text{ section nette de la poutre} \rightarrow 0.1\% B_{nom} = 6.64\text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec :  $B_h = B_n \times K \times n \times A_p$

On prend **20HA12** réparties sur le porteur espacé de 20 cm et Soit un **HA10** façonnée en forme de V pour les goussets

**IX. 9.3. Cadres de talon**

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit **un cadre HA12**. L'espace :

- La zone d'about : ST=15 cm
- La zone médiane : ST=20 cm

**IX. 9.4. Armatures supérieures de la table de compression**

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression. On choisit **un cadre et deux étriers de HA10**.

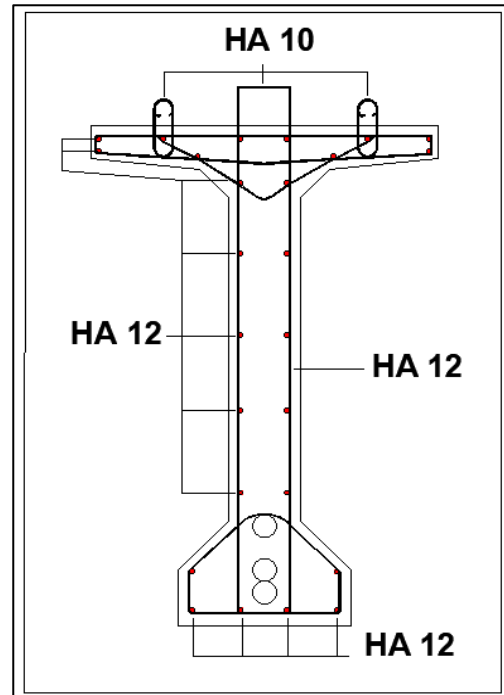


Figure IX. 7 : Ferrailage de la poutre à mi travée

**IX. 10. VERIFICATION DE LA FLECHE**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

**IX. 10.1. La flèche admissible**

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec : } L \text{ est la portée de la travée (L=34 m).}$$

$$f_{adm} = \frac{34}{500} = 4.8 \text{ cm}$$

**IX. 10.2. Flèche due au poids propre du poutre**

La flèche due au poids propre du poutre est :  $f_{gp} = 2.7 \text{ cm}$

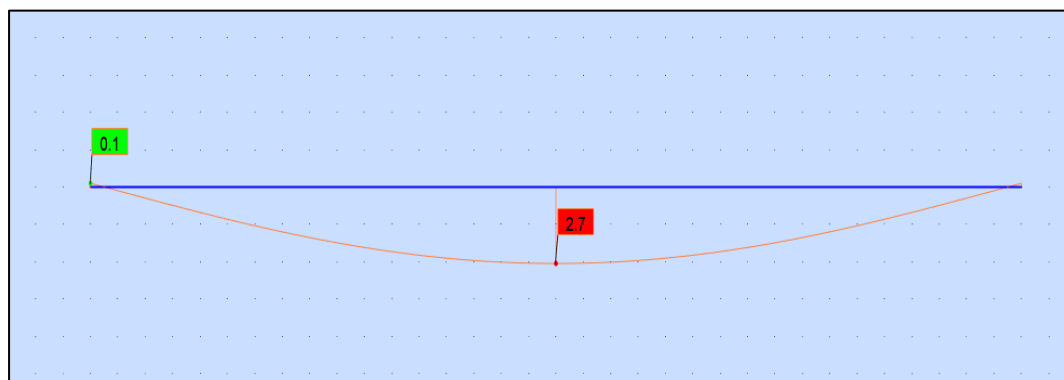


Figure IX. 8 : Flèche due au poids propre du poutre

**IX. 10.3. Flèche due au poids du tablier G**

La flèche due au poids du tablier G est :  $f_G = 5.6 \text{ cm}$

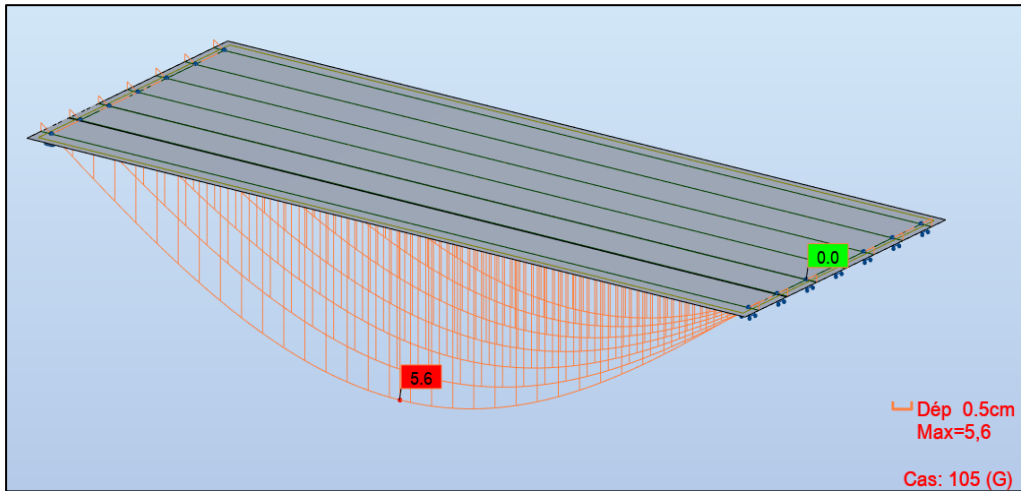


Figure IX. 9 : La flèche due au poids du tablier G

**IX. 10.4. Contre flèche due à la précontrainte**

La contre flèche due à la mise en tension des câbles de Précontraintes :  $f_p = - 5.2 \text{ cm}$

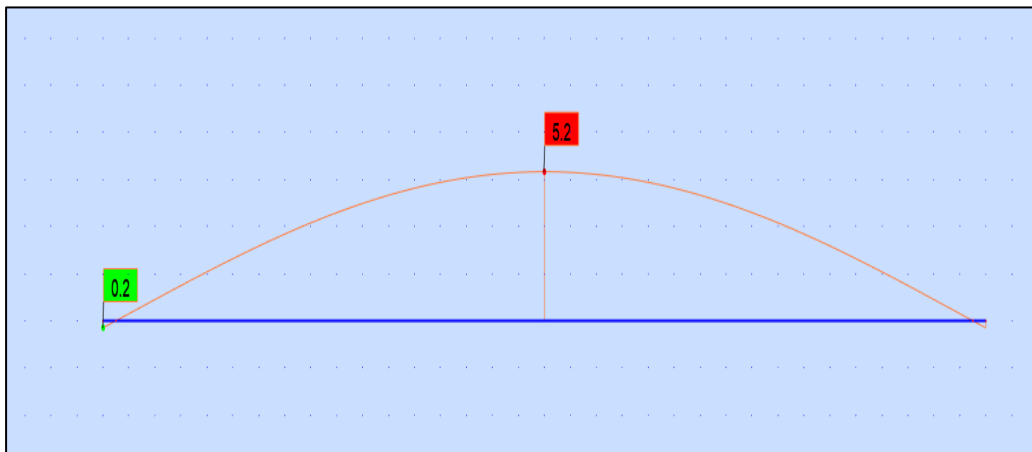


Figure IX. 10 : Contre flèche due à la précontrainte

### IX. 10.5. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul **G + D240** est :

$$f_{ELS} = 7.5 \text{ cm}$$

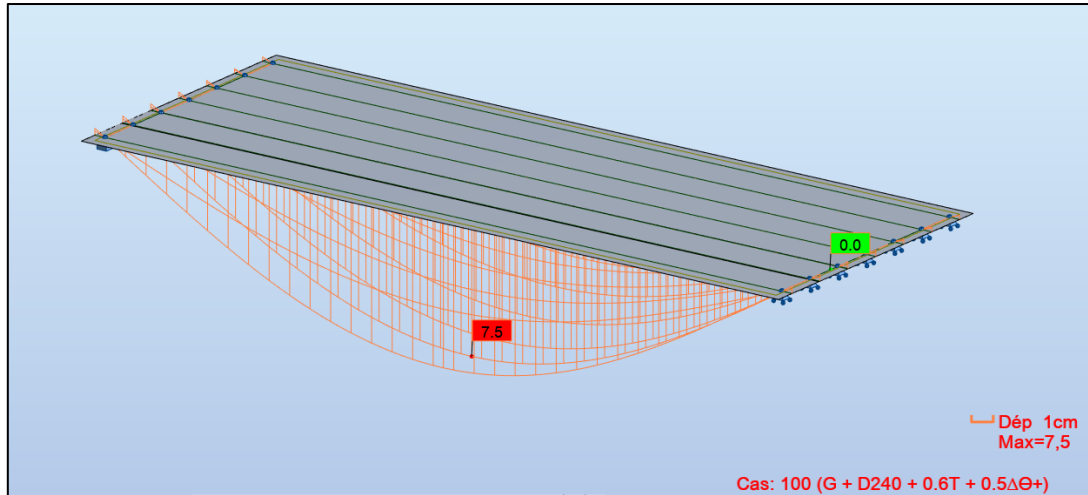


Figure IX.11 : La flèche maximale à l'ELS

### IX. 10.6. Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_{gp}) = \frac{3}{4} \times (5.2 - 2.7) = 1.875 \text{ cm.}$$

### IX. 10.7. La flèche totale

- En service à vide :  $f_{tot v} = f_G + f_p + f_c = 2.13 \text{ cm}$
- En service en charge :  $f_{tot c} = f_{ELS} + f_p + f_c = 7.175 \text{ cm}$

→  $f_{tot v}$  et  $f_{tot c} < f_{adm}$  : Condition vérifiée.

## IX. 11. CONCLUSION

La maîtrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.







**CHAPITRE X**  
**ETUDE DE L'HOURLDIS ET**  
**EQUIPEMENT DU PONT**



## X. ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

### X.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert d'une couverture pour le pont, dans notre cas il joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres qui à leurs tours les transmettent aux fondations.

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

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

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

### X. 2. ÉVALUATION DES EFFORTS

#### X. 2.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section (13.25 m × 0.25 m) sur 1 mètre linéaire de largeur repose sur 7 appuis (les poutres).

Les charges appliquées sur la dalle sont : poids de la dalle, les compléments de charges permanentes (CCP) et les surcharges.

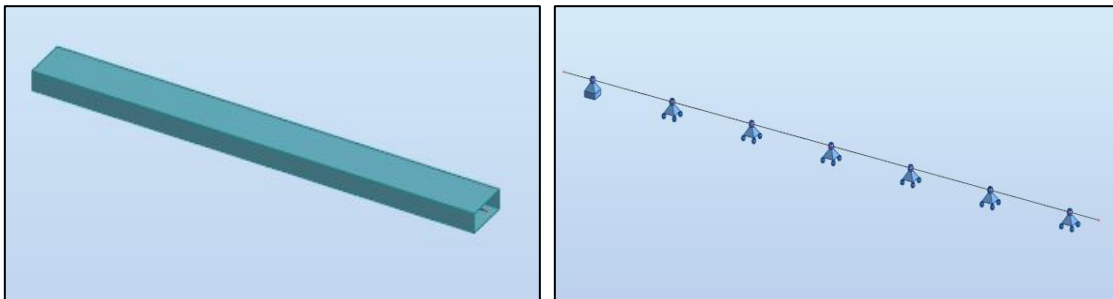


Figure X. 1 : Modélisation de la dalle

#### X. 2.2. Les résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

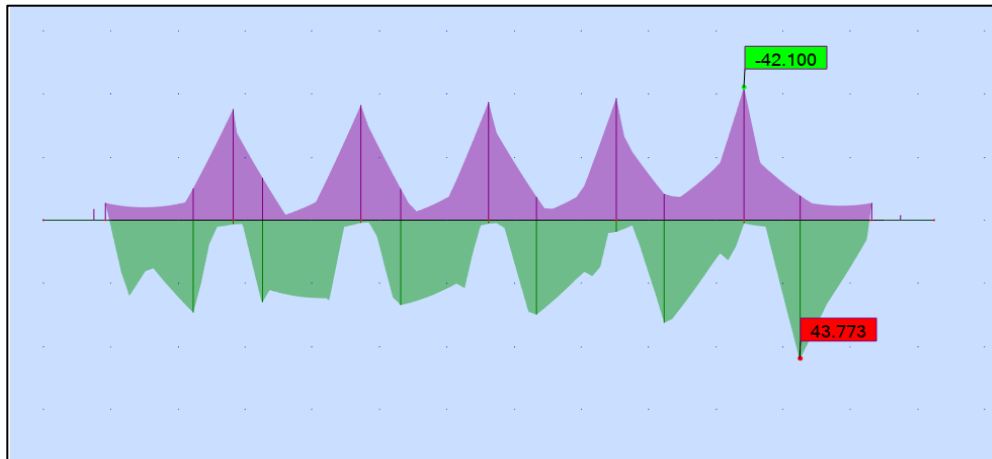


Figure X. 2 : Moment maximum à l'ELS

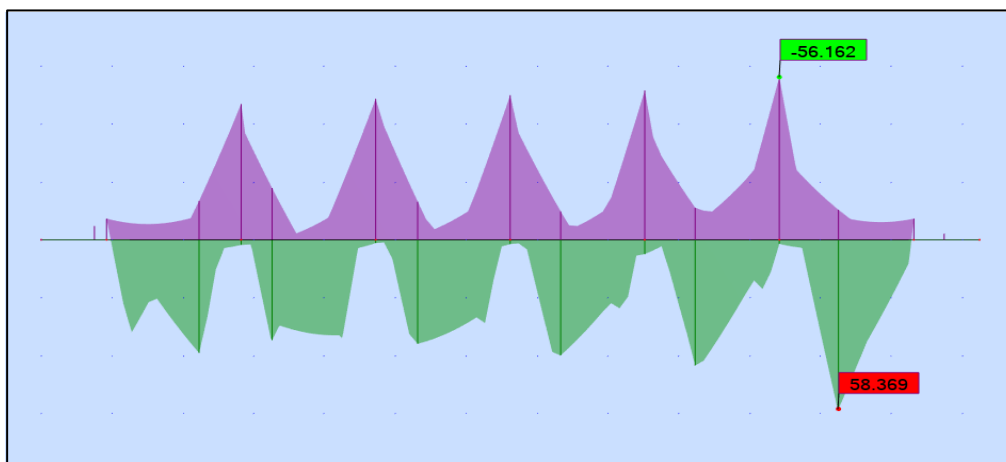


Figure X. 3 : Moment maximum à l'ELU

### X. 2.3. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 (détaillés à l'Annexe B), la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple.

Le ferrailage longitudinal est le tiers de celui de ferrailage transversal Les résultats sont présentés comme suite :

#### X. 2.3.1. Les armatures transversales

Tableau X. 1 : Ferrailage transversal de la dalle

Nappe	Armatures transversales			
	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Supérieure	9.4	7 HA14=10.77cm <sup>2</sup>	5	15
Inférieure	9.8	7 HA14=10.77cm <sup>2</sup>	5	15

**X.2.3.2. Les armatures longitudinales**

On prend 7 HA12 ( $A_s = 7.96 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm et enrobage =5 cm.

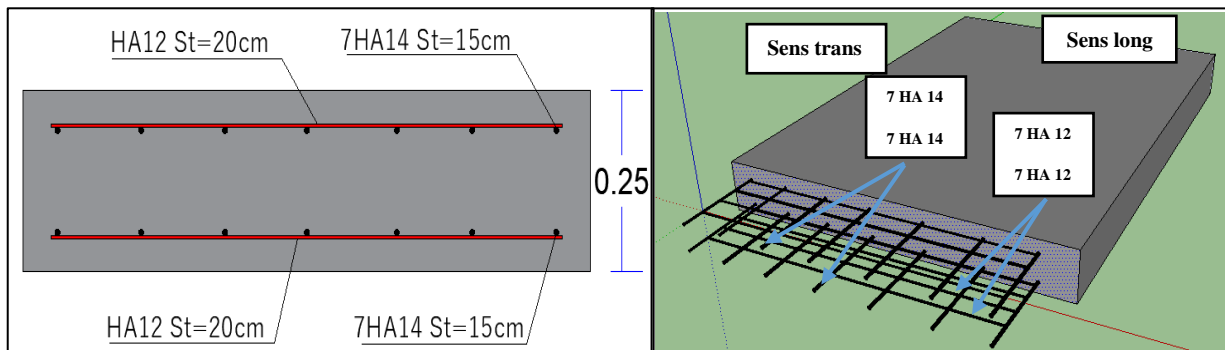


Figure X. 4 : Ferrailage de la dalle (coupe longitudinales)

**X.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE**

**X.3.1. Définitions et principe de ferrailage**

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un veinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

**X.3.2. Modélisation et évaluation des efforts**

➤ **Modèle de calcul**

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue 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 :  $G_{\text{tabier}} = 249.90 \text{ KN/ml}$ .

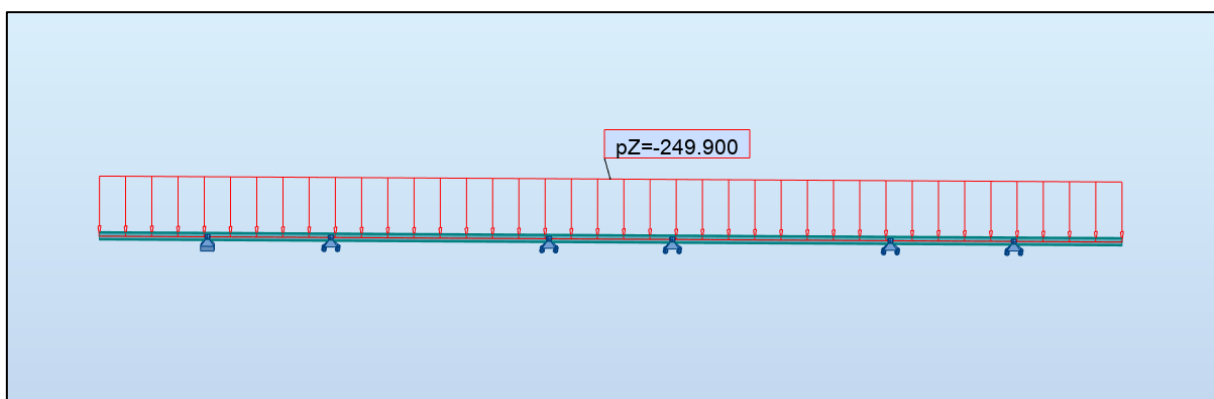


Figure X.5 : Modélisation de l'entretoise.

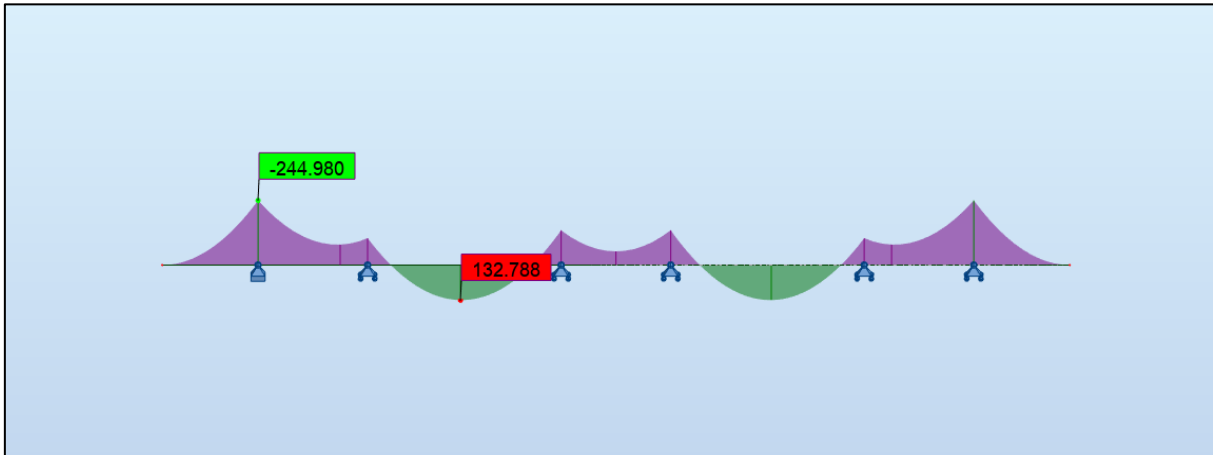


Figure X.6 : Diagramme de moment pour l'entretoise ELS.

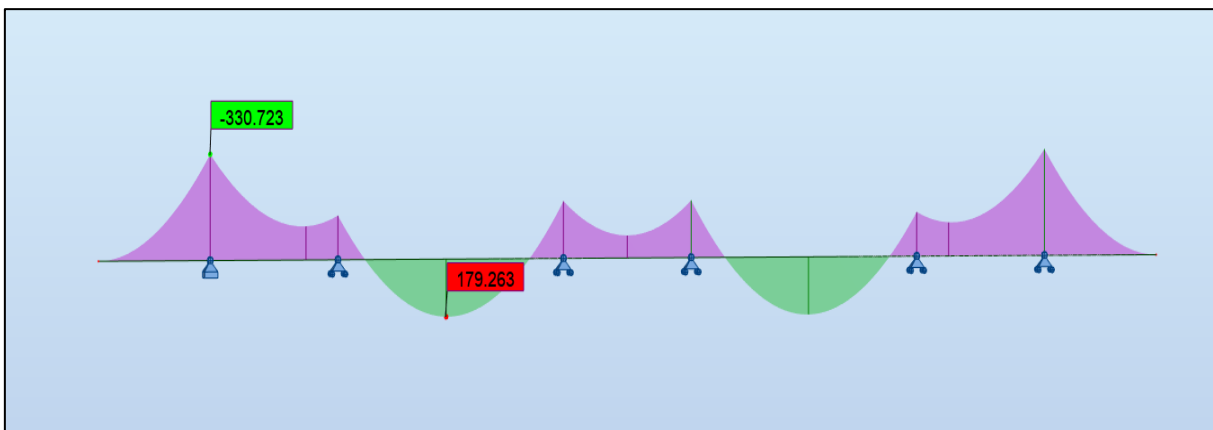


Figure X.7 : Diagramme de moment pour l'entretoise ELU.

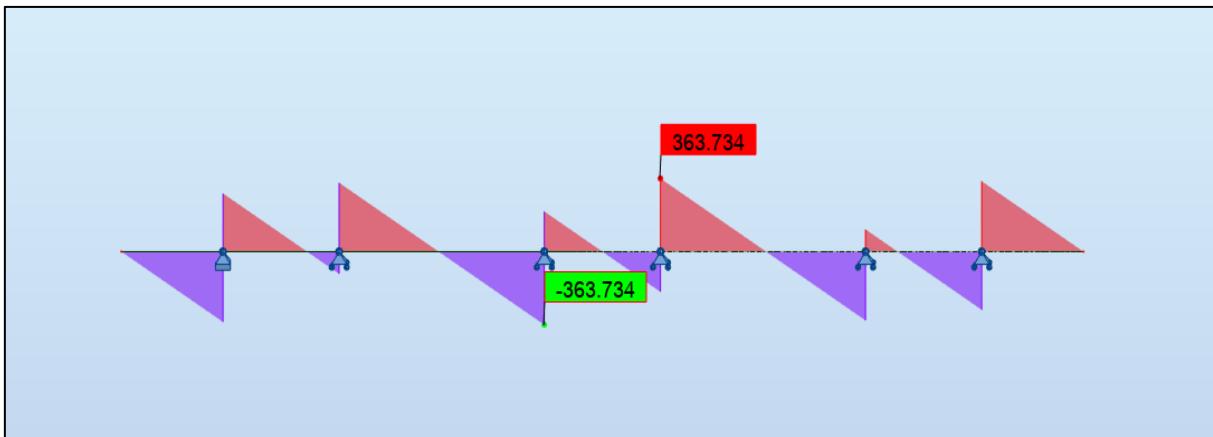


Figure X.8 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

### X.3.3. Ferrailage

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

### X.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

- Armatures principales :

$A_s = 8.5 \text{ cm}^2$  (en utilisant Robot expert).

On opte pour **5 HA16**.

- Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . On opte pour **10 HA12** ; avec un espacement de 22 cm.

### X.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure

- Armatures principales :

$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$  (en utilisant Robot expert).

On opte pour **5 HA12**.

### X.3.3.3. Cadres transversales (effort tranchant)

On opte pour des cadres de HA10 ; avec un espacement de 15 cm.

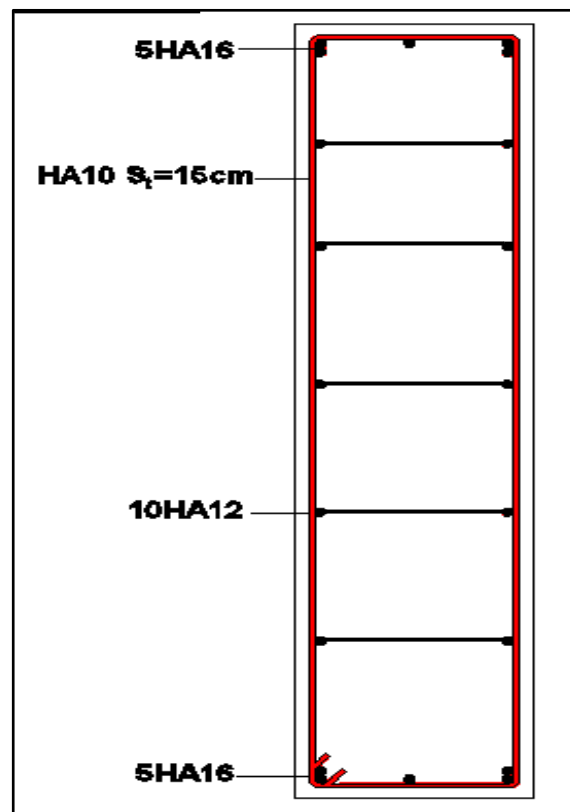


Figure X.9 : Ferrailage de l'entretoise.

## X.4. EQUIPEMENT DU PONT

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendu un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

Nous allons étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que les appareils d'appuis, les joints de chaussées...

### VIII.4.1. L'appareil d'appui

Les poutres de pont reposent sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appuis, qui ont pour rôle de transmettre les efforts verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Le choix de l'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs tel que : l'environnement de l'ouvrage, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage...

Notre choix est allé vers les appareils d'appuis en élastomère fretté (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 4mm et sur les faces supérieures et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5mm.

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

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

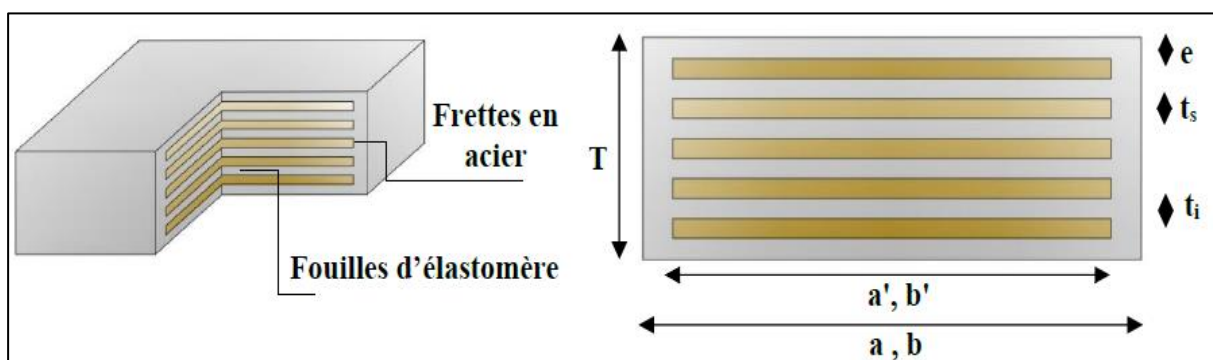


Figure X. 10 : Géométrie d'un appareil d'appui

- **a (a')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- **b (b')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ( $a \leq b$ ).
- **t<sub>i</sub>** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **t<sub>s</sub>** : épaisseur d'une frette élémentaire.
- **T** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;  $T = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$ .
- **T<sub>e</sub>** : épaisseur nominale totale d'élastomère ;  $T_e = n \times t_i + 2 e$ .
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

**X. 4.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui**

➤ Aire de l'appareil d'appui :

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1.37}{20} , a \times b \geq 685 \text{ cm}^2$$

On prend : a=25 cm, b=35 cm,

- **R<sub>max</sub>** : Réaction maximale à ELU,  $R_{max} = 1.37 \text{ MN}$
- **σ<sub>p</sub>** : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis,  $\sigma_p = 20 \text{ MPa}$ .

➤ L'épaisseur de l'appareil d'appui :

Il faut respecter la condition de non flambement suivante :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$

Tel que « a » le grand côté de l'élastomère.

Ce qui donne :  $25 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 50 \text{ mm}$

Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} , \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 15.66 \text{ MPa} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a \times b)} = 8.10 \quad \rightarrow t_s > 2.06 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend : **ti = 10 mm , ts = 3 mm , e = 5mm**

$$T = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e = 3 \times (10 + 3) + 3 + 2 \times 5 = 52 \text{ mm}$$

$$T_e = n \times t_i + 2 e = 3 \times 10 + 2 \times 5 = 40 \text{ mm}$$

- $\sigma_e$ : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes :  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$
- $G$  : module de cisaillement d'élastomère ;  $G = 0.9 \text{ MPa}$

#### X. 4.1.1. DEPLACEMENTS DUS AU VARIATION LINEAIRE

➤ Déplacement du aux freinages A(l) :

$$\Delta L_{A(l)} = \frac{T \times F(AI)}{n \times G \times a \times b} = 0.0072 \text{ m}$$

Avec :

$n$  : nombres d'appareil d'appui par éléments porteur dans notre cas  $n = 18$ .

$T$  : épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil  $T=60 \text{ mm}$

$G$  : module de cisaillement de l'appareil  $G = 0.9 \text{ MPa}$ .

$a \times b$  : les dimensions en plan de l'appareil.

$F(AI)$  : l'effort de Freinage A(l) →  $F(AI) = 152.68 \text{ KN}$

➤ Déplacement du aux freinages Bc :

$$\Delta L_{Bc} = \frac{T \times F(Bc)}{n \times G \times a \times b} = 0.0170 \text{ m}$$

Avec :

$F(Bc)$  : l'effort de Freinage Bc →  $F(AI) = 360 \text{ KN}$

➤ Déplacement du a la température :

$$\Delta L_T = 0.0057 \text{ m}$$

➤ Déplacement du aux retrait et fluage :

$$\Delta L_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \times L_0 = 0.0091 \text{ m}$$

$\varepsilon_r$ : coefficient du au retrait  $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_f$  : coefficient du au fluage  $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-3}$

$L_0$  : la moitié de la portée.

➤ Vérification de l'appareil d'appui :

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Tableau X. 2 : tableau des vérifications

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times Pu < Pc$
Limite de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

▪ **Résistance à la compression :**

On doit vérifier que :

$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$  avec :  $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$  ; N : réaction d'appui a ELU égale 1.37 MN

Application numérique :

$\sigma_m = 15.66 \leq 20 \text{ MPa}$  **condition vérifié .**

▪ **Stabilité au flambement :  $\gamma_s \times Pu < Pc$**

Sachant que :

- $\gamma_s = 3$  : coefficient partielle de sécurité.
- **Pu** : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.
- **Pc** : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante :

$$Pc = \frac{4GBS^2d}{h}$$

- **B** : l'aire nominale de l'appui ( $a \times b$ )
- **d** : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- **h** : hauteur total de l'appareil d'appui.
- **S** : facteur de forme  $S = \frac{a \times b}{2 \times t_l(a+b)}$

Application numérique :

Tableau X. 3 : Application numérique

S =	7,29
d =	0,013 m
h =	0,052 m
B =	0,09 m <sup>2</sup>
Pc =	4,19 MN
Pu =	1,37 MN

On aura donc  $4.11 \text{ MN} \leq 4.19 \text{ MN}$  **condition vérifiée.**

▪ **Limite de la distorsion :**

On doit vérifier : que pour

$$- P = \frac{p_u}{p_c} \leq 0.25 \quad \text{On aura : } \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

Où

$$- P = \frac{p_u}{p_c} \geq 0.25 \quad \text{On aura : } \delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2p)$$

Application numérique :

$$P = 0.327 \text{ MN} > 0.25 \quad \text{donc : } \delta \leq 1.4(1 - 2p) = 0.48$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_e} = \frac{0.55}{0.04} = 22.5$$

Donc  $\delta = 22.5 > 0.48$  ce qui implique que la condition n'est pas vérifiée.

Alors on place de dispositif de non distorsion.

▪ **Condition de non-glissement :**

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :  $H \leq f \times N$

Où :

- **H** : l'effort horizontal.
- **f** : coefficient de frottement.  $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}$
- **N** : l'effort de compression verticale.

*Pour la pile :*

$$\left\{ \begin{array}{l} N = RG / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) = 1.09 \text{ MN} \\ \sigma_m = N / (a \times b) = 12.49 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.2 \\ H = E1 / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.2 \times F_{\text{freinage}}) / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.4 \times F_{\text{tem}} \times F_{\text{dét}} / 9) \\ H = 0.23 \text{ MN} \geq 0.15 \times 1.09 = 0.16 \text{ MN} \rightarrow \text{non vérifié.} \end{array} \right.$$

*Pour la culée :*

$$\left\{ \begin{array}{l} N = RG / (N_{\text{POUTRE}}) = 1.01 \text{ MN} \\ \sigma_m = N / (a \times b) = 11.60 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.15 \\ H = 0.48 \text{ MN} \leq 0.15 \times 1.01 = 0.15 \text{ MN} \rightarrow \text{non vérifié.} \end{array} \right.$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on est obligé de faire des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans les plaques d'ancrages sur les 4 coins).

#### X. 4.2. Les plaques de fixation

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui

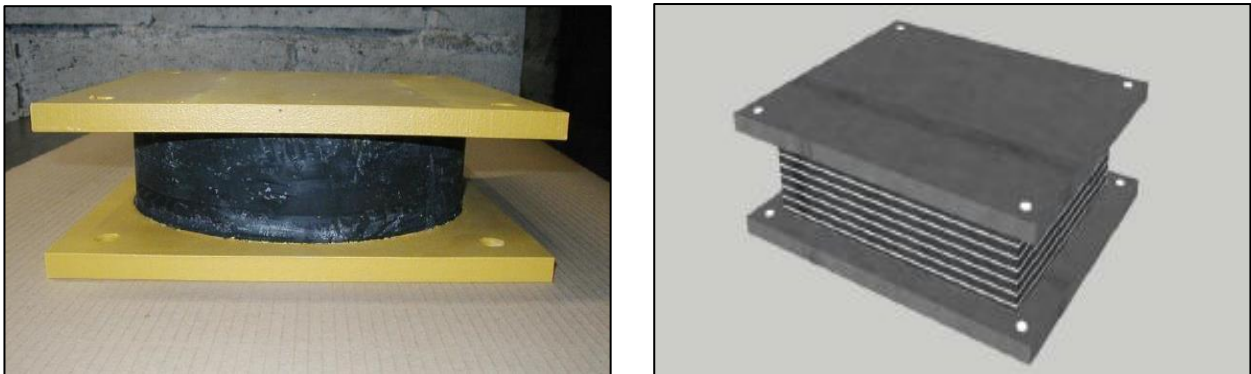


Figure X.11 : Les plaques de fixation

#### X. 4.3. LES DES D'APPUIS

Sont des éléments en béton armé réalisés au sommet d'appui qui permettent de diffuser les charges localisées provenant directement au tablier, aussi ils rattrapent le dévers transversal du tablier et mettent les appareils d'appui hors d'eau.

##### X. 4.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (A, B, h) des dés d'appuis sont choisis de telle sorte qu'elles soient à peu plus grand par rapport aux dimensions de l'appareil d'appui :

$$A \geq a + 200 \quad \text{Avec : } h \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

$$B \geq b + 200$$

On prend : h = 0.25 m ; A = 0.45 m ; B = 0.55 m

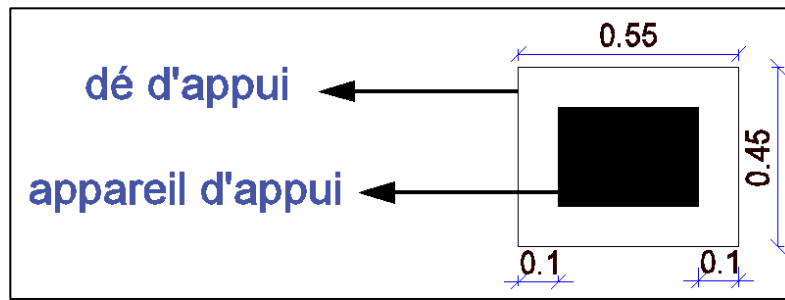


Figure X.12. Les dimensions en plan du dé d'appui

**X. 4.3.2. Ferrailage des dés d'appuis**

- **Armature de chaînage**

La section calculée doit reprendre à 25% de l'effort  $N_{max}$  :

$$A_s = 0.25 \times N_{max} / \sigma_s = 0.25 \times 1.37 / 434.78 = 7.76 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA14} = 9.23 \text{ cm}^2$$

- **Armature horizontale**

Elles ont pour rôle d'éviter la propagation des fissures, elles doivent reprendre dans chaque direction un effort de 12.5%  $N_{max}$  :

$$A_s = 0.125 \times N_{max} / \sigma_s = 0.125 \times 1.37 / 434.78 = 3.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de surface (frette supérieure)**

Elles sont placées la plus près possible de la face supérieure de l'appui, elles doivent reprendre à un effort de 4%  $N_{max}$  :

$$A_s = 0.04 \times N_{max} / \sigma_s = 0.04 \times 1.37 / 434.78 = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4HA8} = 2 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de surface (frette inférieure)**

Elles sont disposées à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui :

$$A_s = 0.1 \times N_{max} / \sigma_s = 0.1 \times 1.37 / 434.78 = 3.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

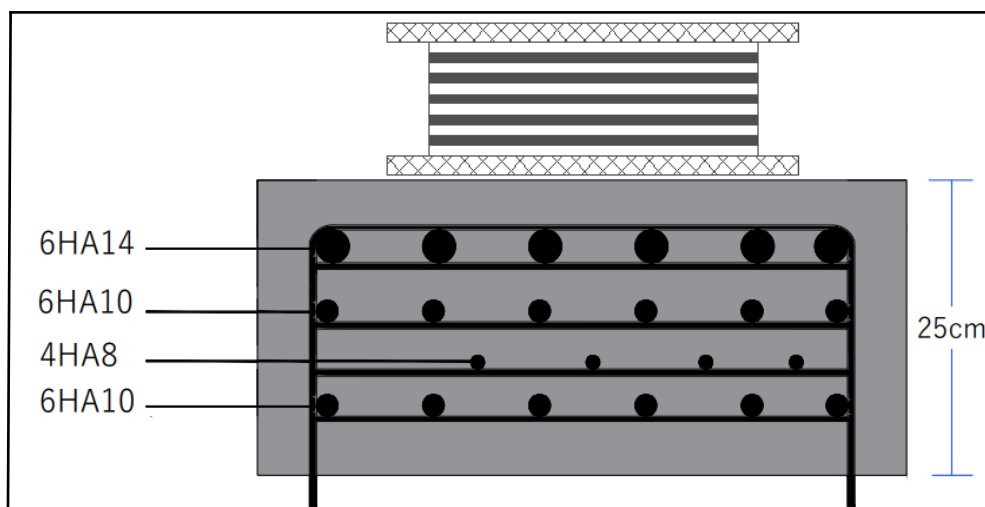


Figure X.13 : Le ferrailage du dé d'appui

### X. 4.2. Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, qui sont dues à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

#### ○ Détermination du souffle :

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

La gamme des joints CIPEC se compose :

- Des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd).
- Des joints de souffles moyens (Wd).
- Des joints de grands souffles (WP)

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

$$W = W_D + 0.3W_T + W_S/3$$

$W$  : souffle total du joint.

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait et de fluage)  $W_D = 0.57$  cm

$W_T$  : souffle thermique = 0.91 cm.

$W_S$  : souffle sismique = 8.5 cm.

$$\rightarrow W = 3.9 \text{ cm}$$

#### X. 4.2.1. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 2.2 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Le principe de liaison des éléments métalliques aux structures par des vis à serrage contrôlé et le choix des matériaux utilisés confèrent aux joints Wd une robustesse exceptionnelle. Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense. Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint.

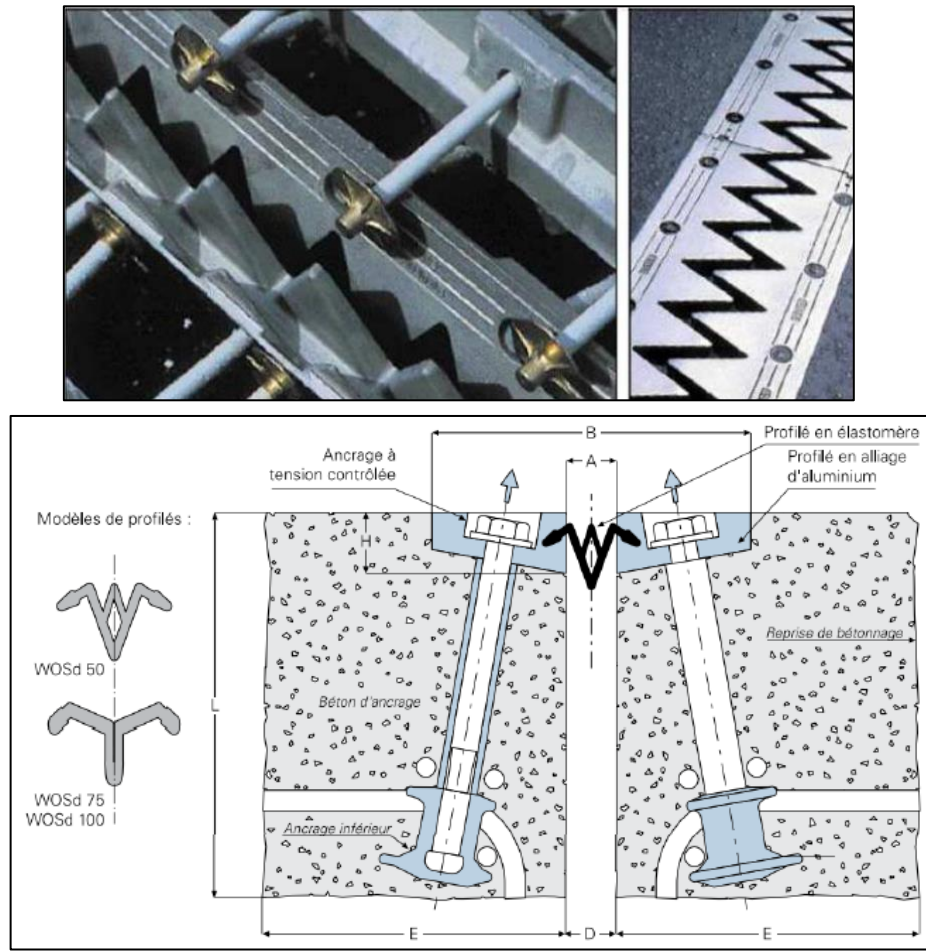


Figure X.14 : Modèles des joints Wd.

Tableau X.4 : Modèles des joints Wd (dimensions en mm).

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	E	L
W0Sd50	15	65	146	196	15	65	28.5	150	200
W0Sd75	0	75	150	225	12	87	30	150	200
W0Sd100	0	100	150	250	12	112	30	150	200

Le modèle pris est en fonction du souffle calculé, on a choisi le joint **W0Sd50**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 15 à 65 mm

#### X. 4.3. Les corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

#### X. 4.4. Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

#### **X. 4.5. Etanchéité**

Ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.

#### **X. 4.6. Couche de roulement**

Cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.

#### **X. 4.7. Évacuation des eaux**

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lie soit à l'évacuation de l'eau de plateforme et soit, en général, à la durabilité de l'ouvrage. L'imperméabilisation du tablier est réalisée au moyen d'une double chape d'étanchéité avec épaisseurs respectivement de 4 mm et 3 mm, protège du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles), en utilisant des tuyaux de diamètre de 120 mm en acier galvanisé mises en place à 3.25 m de l'axe du rail plus proche, avec une grille de drainage spécifique et une protection verticale avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe

### **X. 5. CONCLUSION**

L'hourdis joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ...).





# **CHAPITRE XI**

## **ETUDE SISMIQUE**



## XI. ETUDE SISMIQUE

### XI. 1. INTRODUCTION

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, à l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du déisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

### XI. 2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme),
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé),  $\xi = 5\%$ .
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

### XI. 3. METHODES D'ANALYSE SISMIQUE

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 (analyse dynamique linéaire).

#### XI. 3.1. Analyse monomodale spectrale

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instants proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères suivants :

➤ **Masses modales :**

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation.

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. Ce critère est vérifié si :

$$M_p \leq 0.43 M_t$$

**$M_t$**  : la masse totale du tablier.

**$M_p$**  : la masse des piles.

Tableau XI.1 : calcul des masses des piles.

Pile	H <sub>moy</sub> (m)	I(m <sup>4</sup> )	K <sub>voile</sub> (MN/m)	Masse (KN)
P 1	21,80	32,73	309,7668	6150,9375
P 2	26,50	32,73	172,7454	7472,8125
P 3	22,10	32,73	299,3821	6221,2500
P 4	19,10	32,73	467,2283	5363,4375
P 5	12,40	32,73	1699,48	3487,5000

$$Mp = 28695,938 \text{ KN}$$

$$Mt = 51\,470,43 \text{ KN}$$

Donc :  $Mp \leq 0.43 Mt = 22\,132,29 \text{ KN}$  ; la condition est non vérifiée.

Donc, l'analyse monomodale n'est pas applicable car l'une de ses conditions n'est pas vérifiée, d'où on utilise l'analyse multimodale spectrale.

### XI. 3.2. La méthode multimodale spectrale

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

#### XI. 3.2.1. Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale et définir les modes propres et les périodes de l'ouvrage on doit faire la modélisation de toute la structure, pour cela on utilise le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Dans le logiciel de calcul ROBOT, la masse des éléments structuraux de l'ouvrage est calculée de manière implicite à partir des caractéristiques géométriques (dimensions du tablier et des sections des piles) et mécaniques (masse volumique du béton). La masse due au poids propre des surcharges et des équipements fixés sur le tablier est assigné par le calculateur sous forme de charges permanentes additionnelles.

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

Tableau. XI.2 : Les étapes de la modélisation.

Etape	Description
01 : Définition du tablier	Il est défini par des éléments barres
02 : Affectation des différentes sections	Les sections sont détaillées dans le <b>chapitre V</b>
03 : Modélisation des piles	1-Modélisation du chevêtre définie par un profilé en BA (2.8 m x 1.55 m) 2- Modélisation des voile et vidé par des éléments poteaux rectangulaire encastrer à la base
04 : Définition des conditions d'appuis	<b>Pile</b> : nœuds compatibles avec la rigidité de l'appareil d'appui définie dans le <b>chapitre X</b> <b>Culées</b> : appuis élastiques avec la rigidité des appareils d'appuis définies dans le <b>chapitre X</b>
05 : Définition des cas de charges et des combinaisons d'actions	Importation des spectres de réponses et définition des charges et surcharges définies dans le <b>chapitre VI</b>

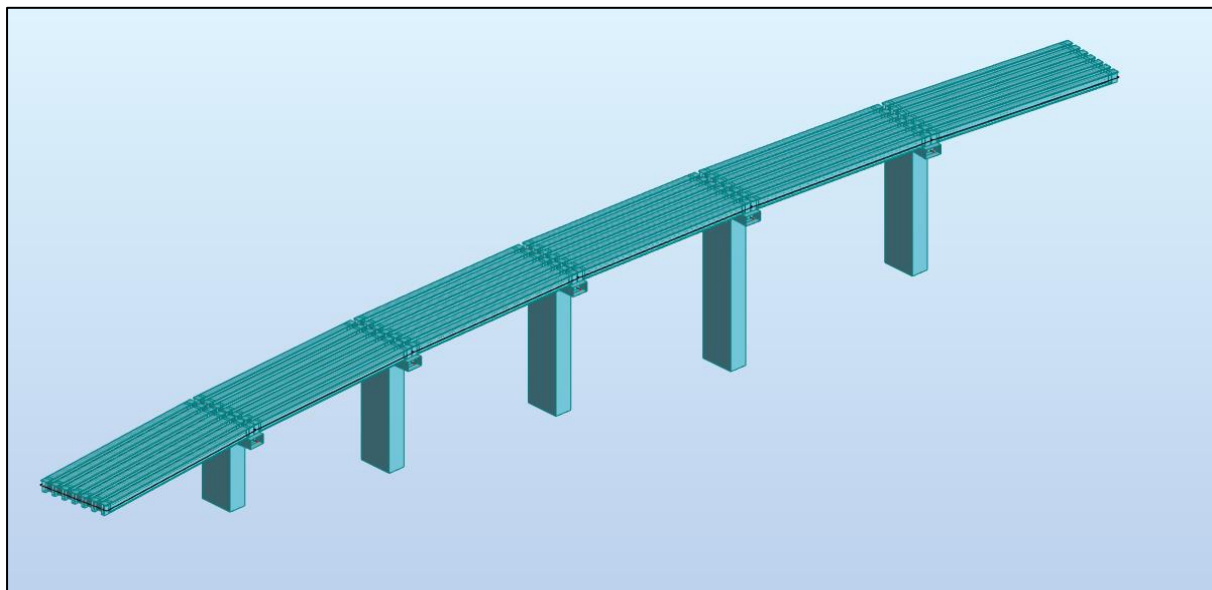


Figure XI.1 : Modèle de calcul 3D.

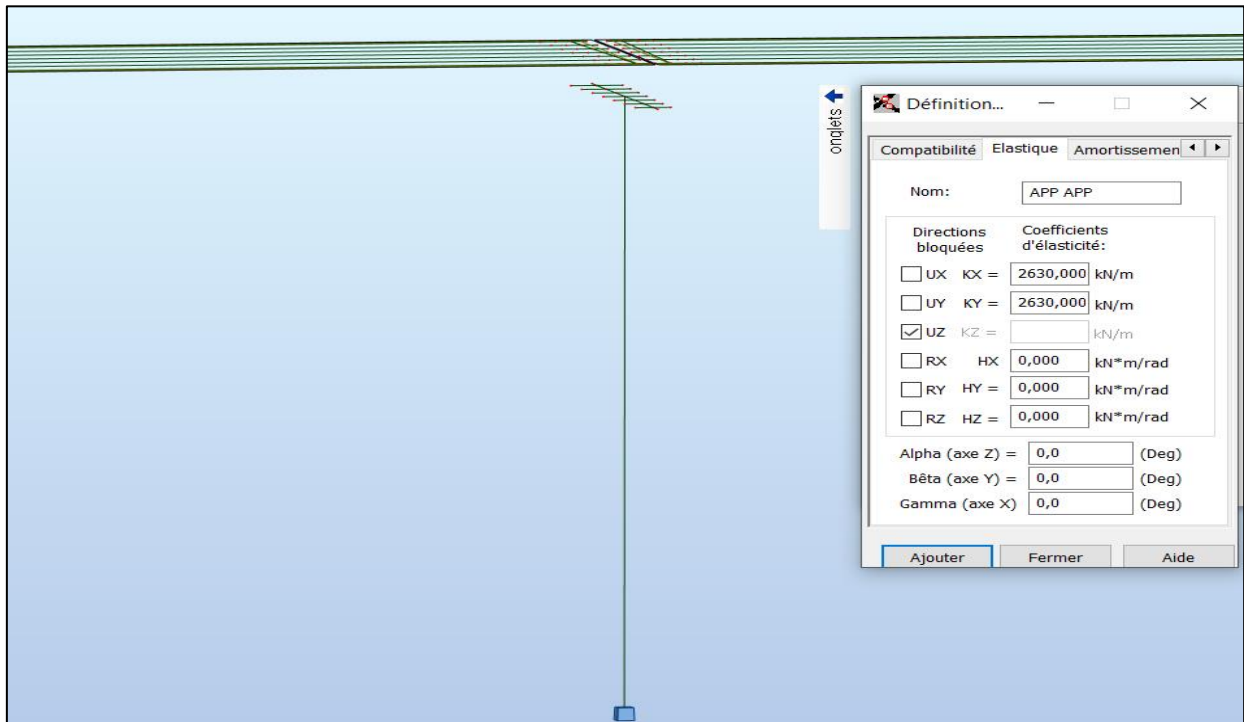


Figure XI.2 : Condition d'appuis tablier-piles.

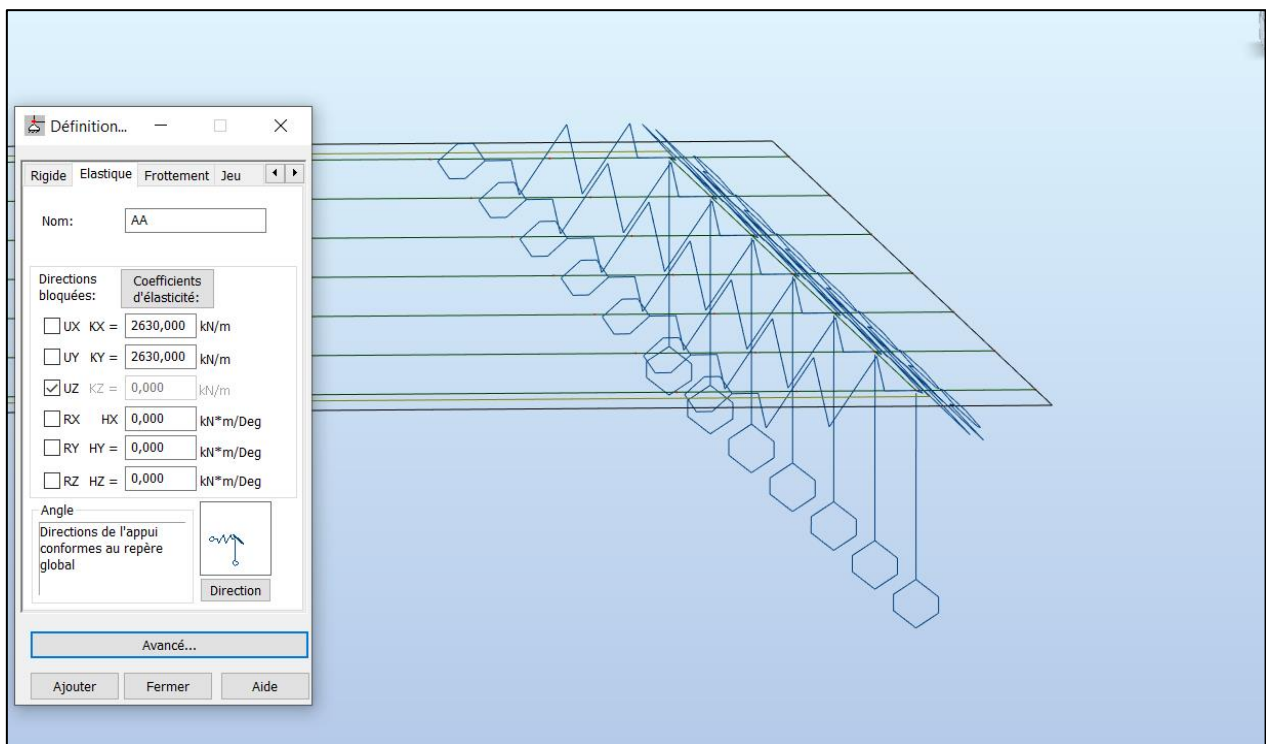


Figure XI.3 : Caractéristique des appuis élastique au niveau de la culé.

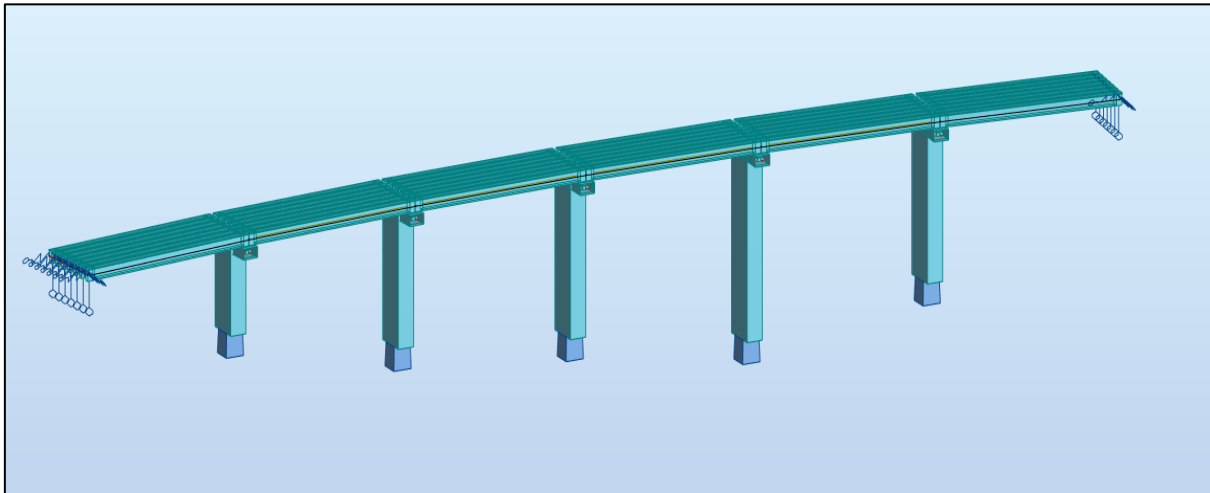


Figure XI.4 : Encastrement des piles au sol.

### XI. 3.2.2. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives  $\Sigma(M_i)$  atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (où 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau XI.3 : Valeurs des périodes et participations massique des 8 premiers modes.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)		Cumul de participation (%)	
		UX	UY	Cumul X	Cumul Y
1	1.03	45.02	0.31	45.02	0.31
2	1.02	0.72	27.30	45.73	27.61
3	0.97	1.85	0.93	47.59	28.55
4	0.97	1.29	3.88	48.88	32.42
5	0.96	0.52	22.8	49.40	55.22
6	0.95	14.04	2.32	63.44	57.55
7	0.95	4.12	3.50	67.56	61.05
8	0.93	1.14	0.12	68.70	61.16

### XI. 3.2.3. Combinaison des réponses modales

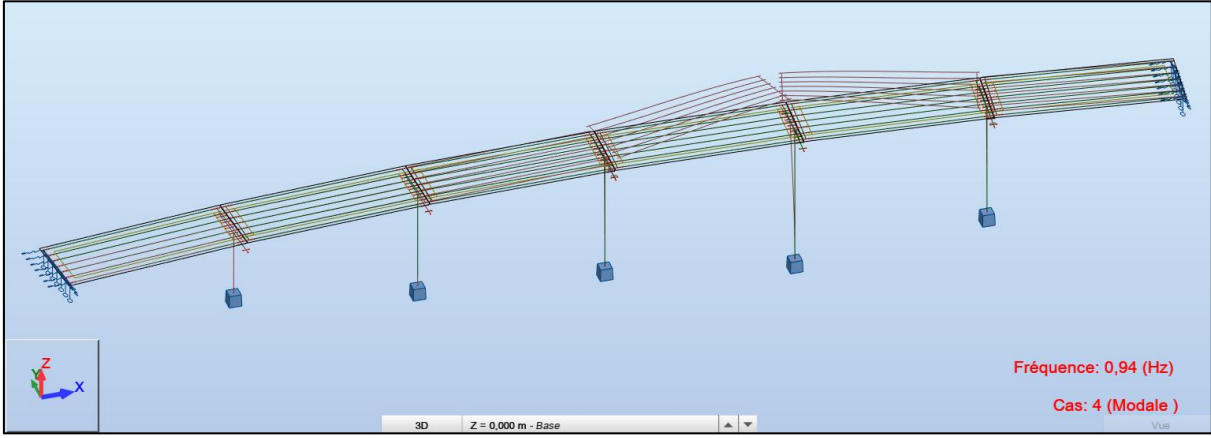
Dans une direction donnée, les sollicitations  $E_i$ , issues de chacun des modes  $i$  (efforts, déplacements, contraintes...) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC)). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

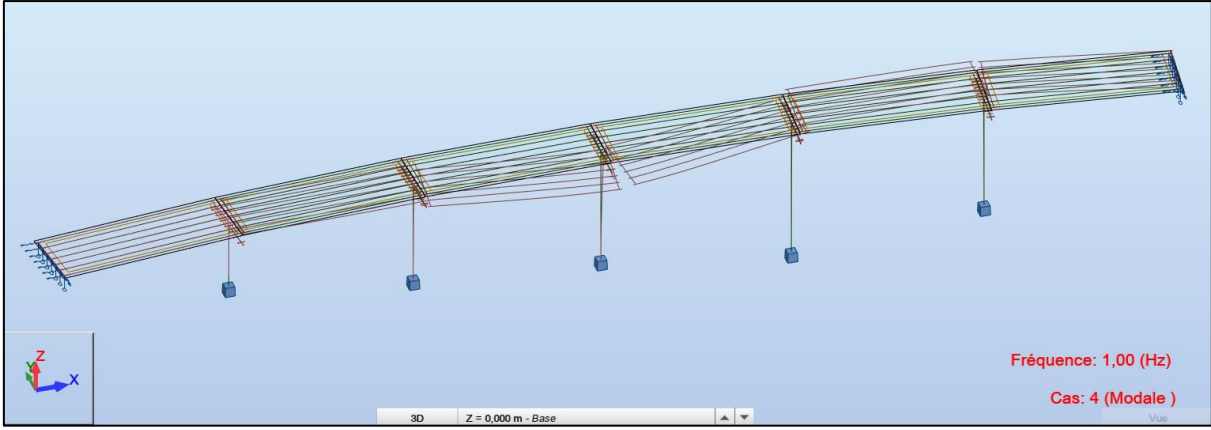
$r_{ij}$ : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes  $i$  et  $j$ .

XI. 3.2.4. Modes propres

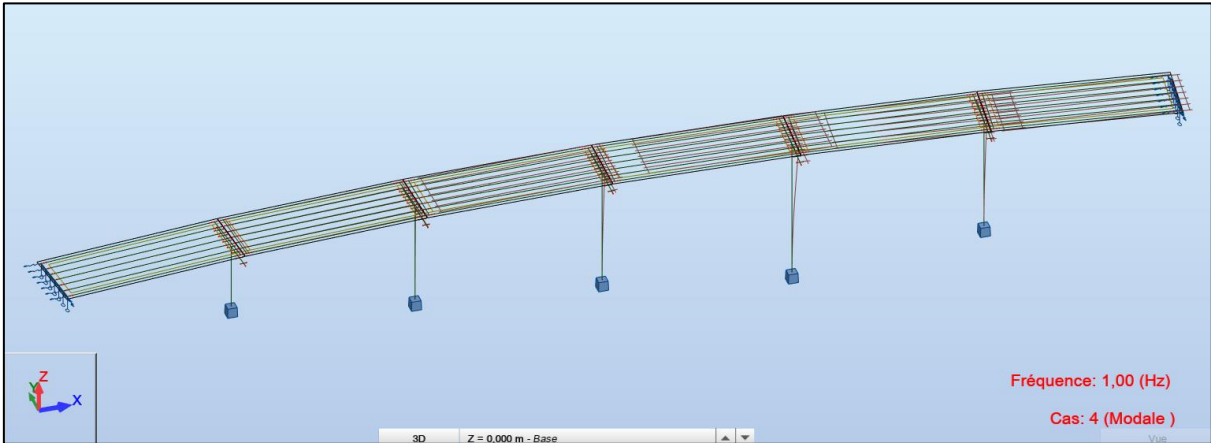
Mode 1



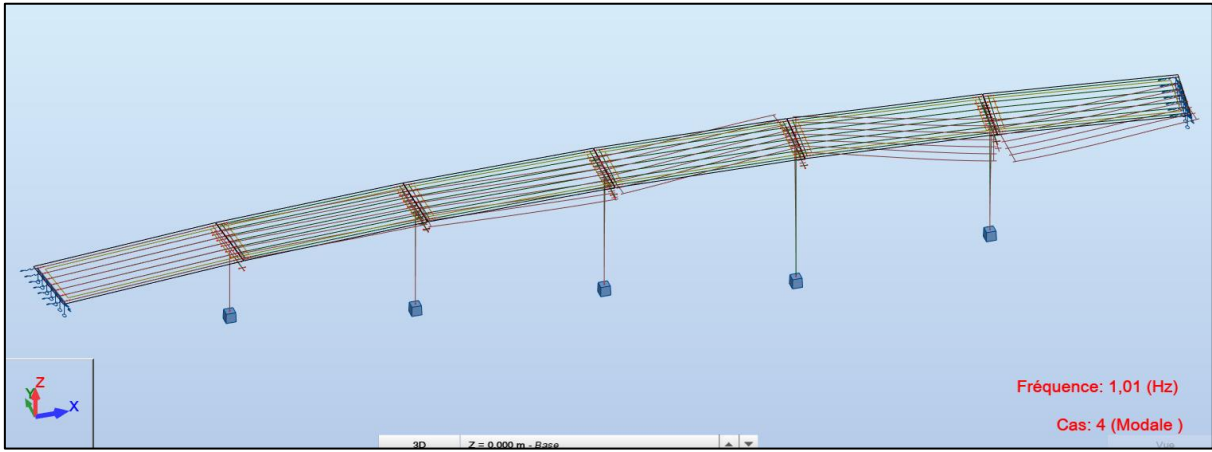
Mode 2



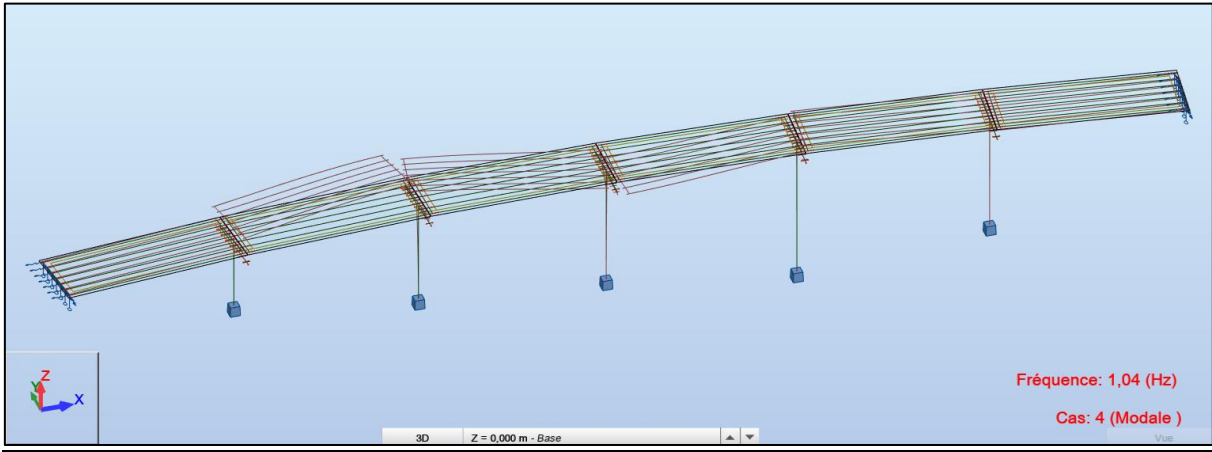
Mode 3



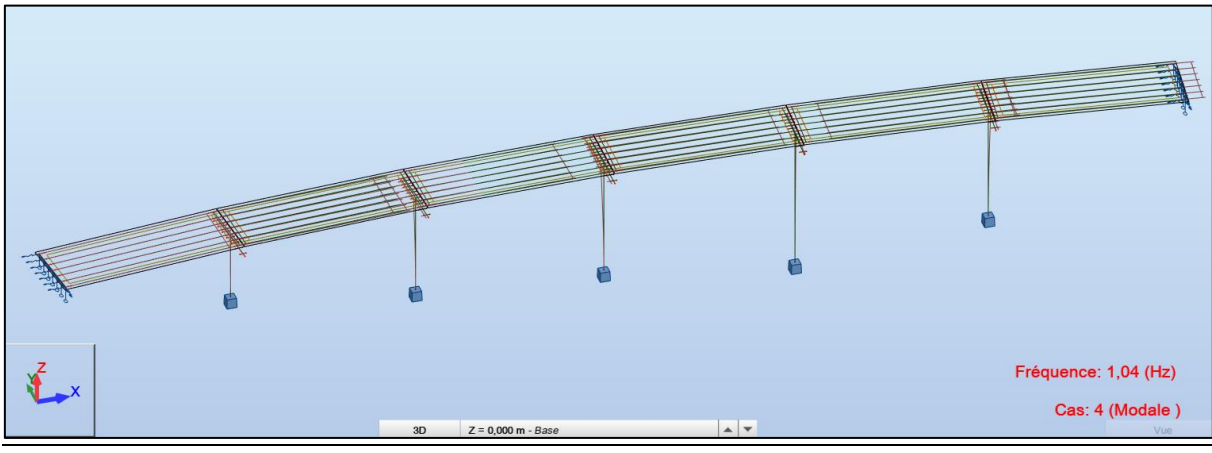
**Mode 4**



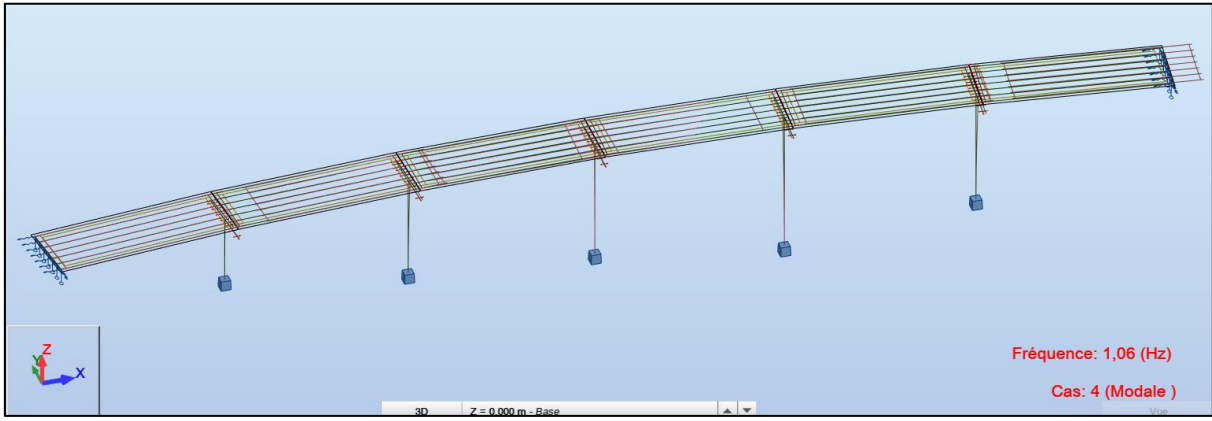
**Mode 5**



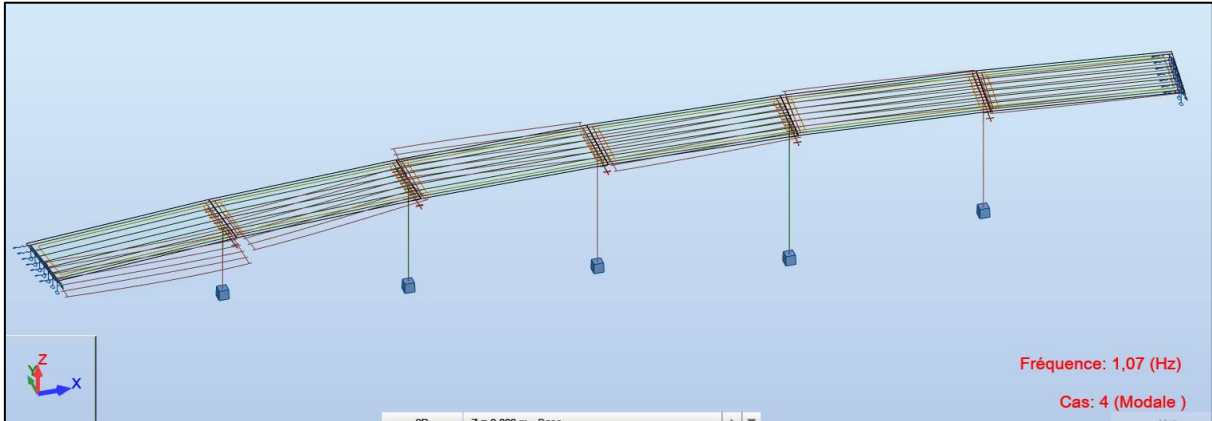
**Mode 6**



**Mode 7**



**Mode 8**



**Mode 27**

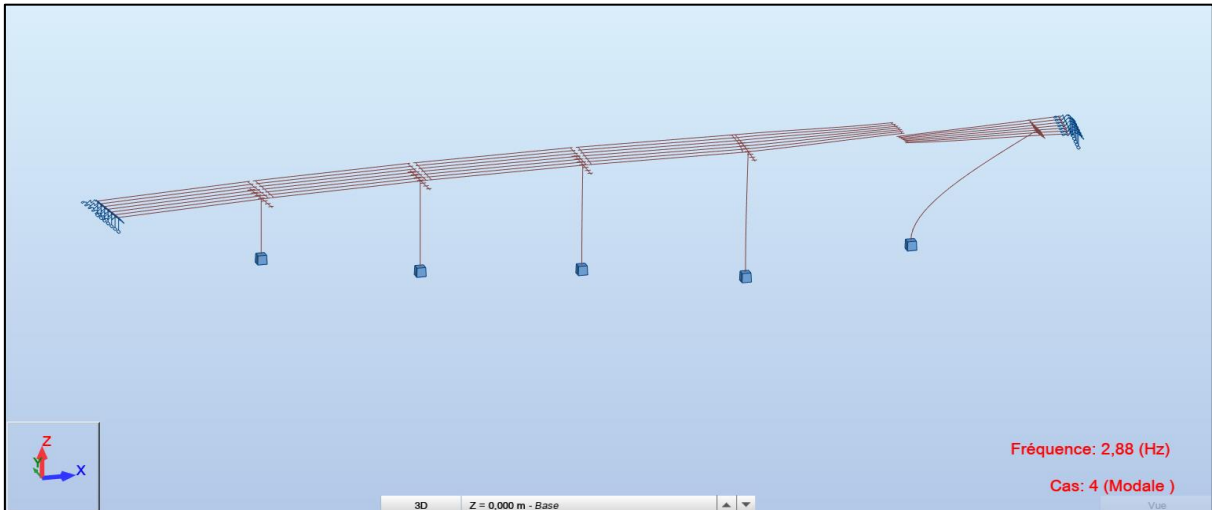


Figure XI.5 : Les modes propres.

### XI. 3.2.5. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, Ils sont obtenus à partir de l’RPOA 2008

### XI. 3.2.6. Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux directions longitudinale et transversale, est donnée en fonction de la période (T) et du taux amortissements (ξ) de l’ouvrage par :

$$Sae(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

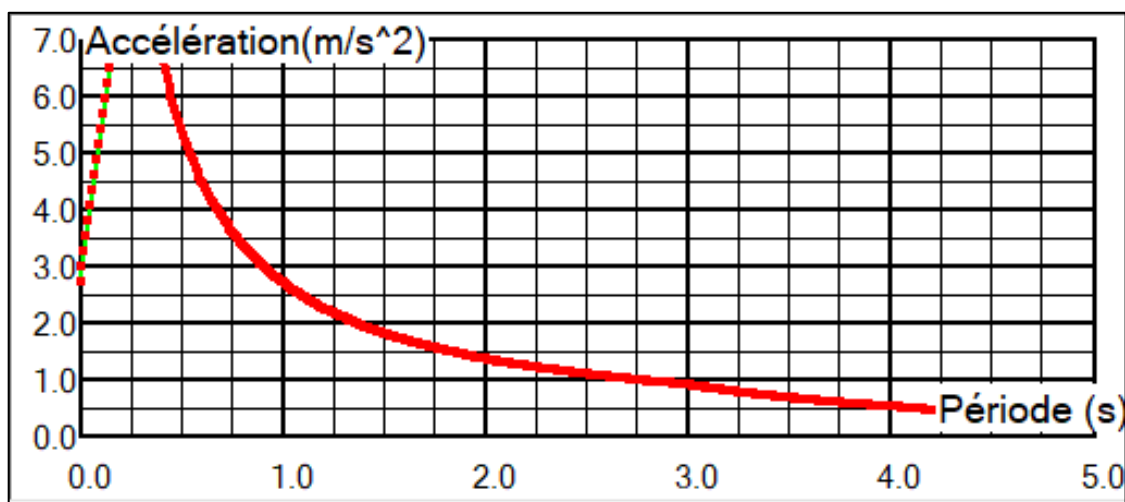


Figure XI.6 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

**Sae (T, ξ) :** accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l’amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

**A :** coefficient d’accélération de zone. **A = 0.25**

**g :** accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s<sup>2</sup>**

**S :** coefficient du site **S = f (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

**T :** période du mode propre considéré dans la direction considérée.

**T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T_1, T_2) = f(S2) = (0.15; 0.40)$$

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

### XI. 3.2.7. Composante verticale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour Composante verticale est donnée en fonction de la période (T) et du taux amortissements ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

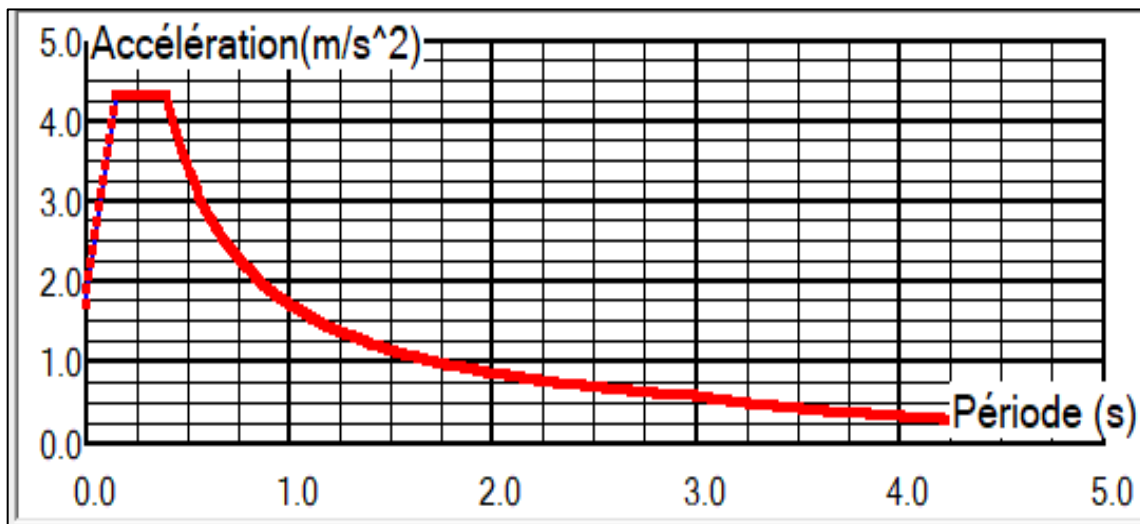


Figure XI.7 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale

$\alpha$  : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : 0,7 pour la zone IIb

### XI. 4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3E_x$$

$E_x$  et  $E_y$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y.

## XI. 5. RESULTATS

### XI. 5.1. Le déplacement maximal de l'ouvrage

Le déplacement maximal dans le sens longitudinal  $U_x = 7.9$  cm.

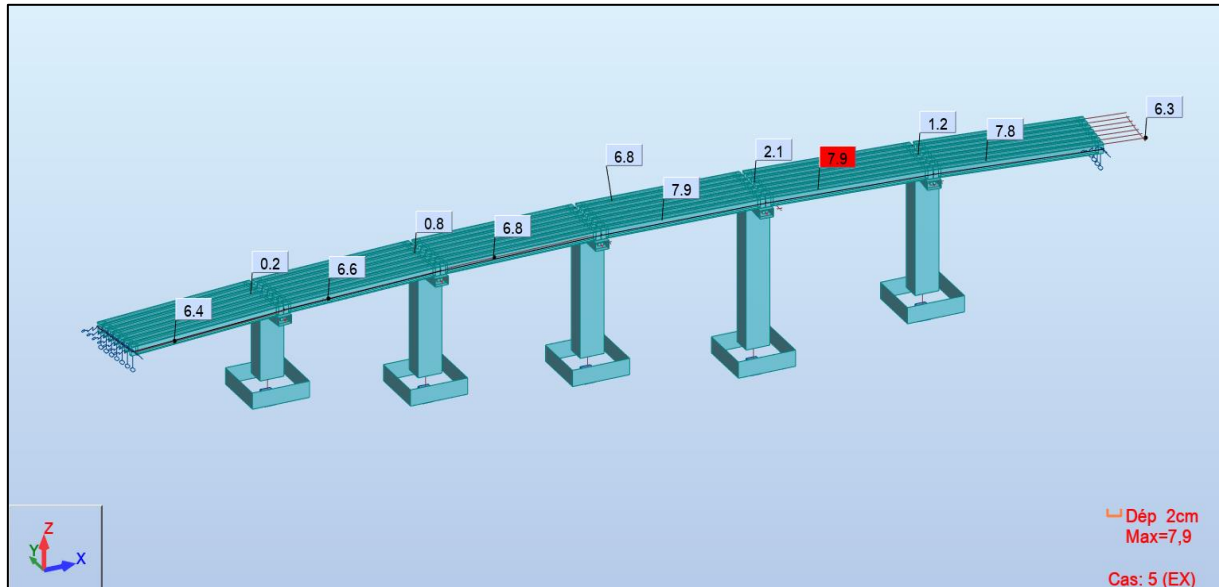


Figure XI.7 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens longitudinal.

Le déplacement maximal dans le sens transversal est de  $U_y = 10.6$  cm.

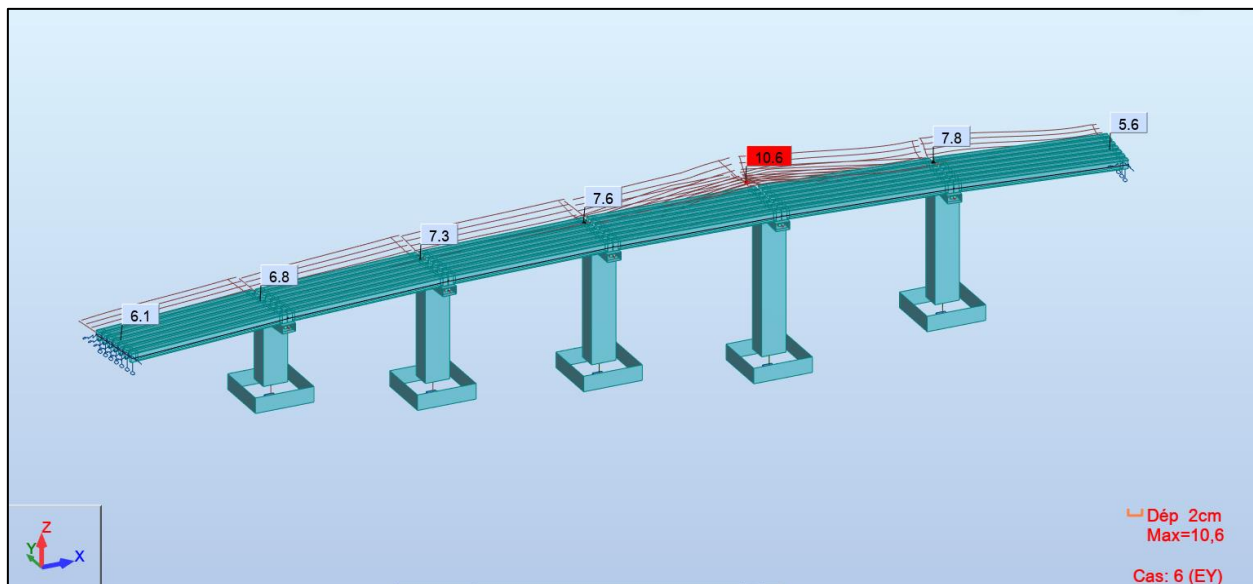


Figure XI.8 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens transversal.

### XI. 5.2. Sollicitations défavorables

Après introduction des combinaisons de charge dans le logiciel robot on a trouvé les sollicitations défavorables pour chaque pile. Les figures suivantes présentent les extrêmes globaux des sollicitations pour la pile 4 à la combinaison sismique défavorable.

➤ Sens longitudinal avec :  $E= E_x + 0.3 E_y$

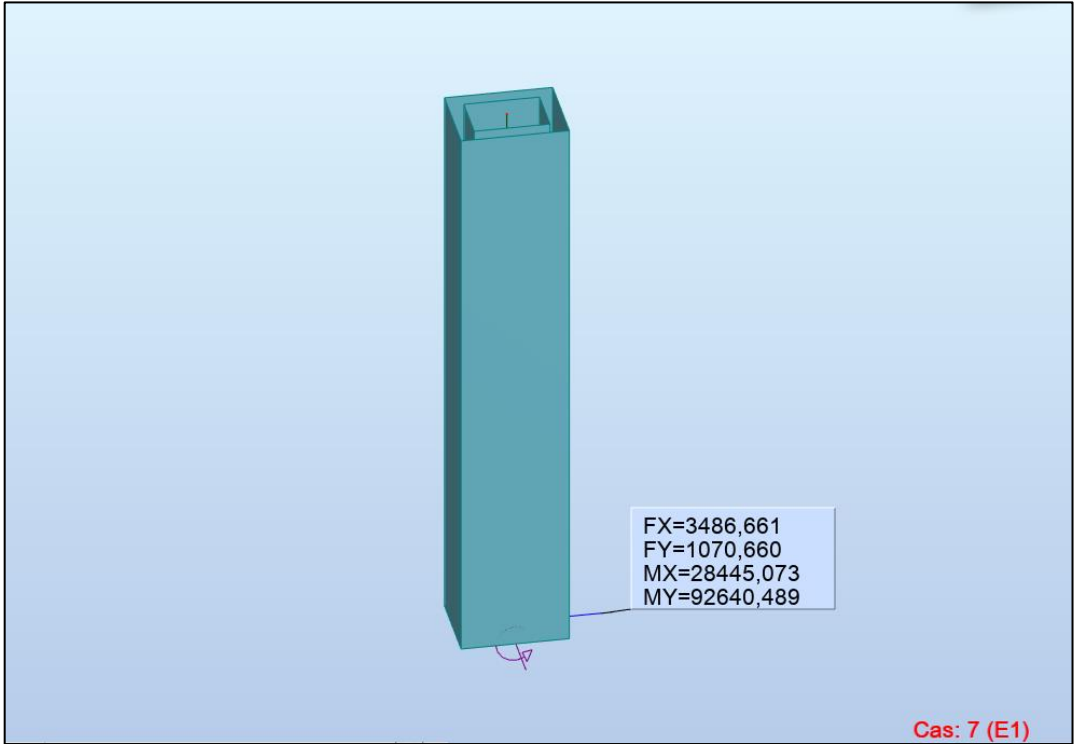


Figure XI.9 : Les sollicitations pour la pile 4 dans le sens longitudinal.

➤ Sens transversal avec :  $E= E_y + 0.3 E_x$

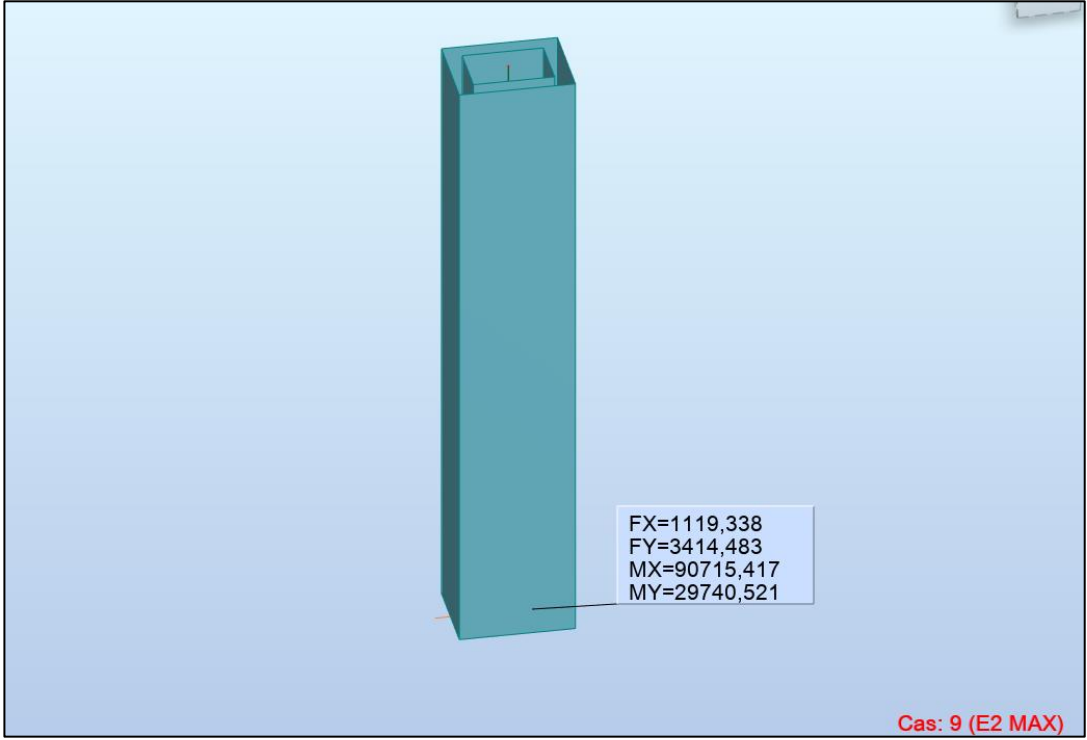


Figure XI.10 : les sollicitations de chaque fut de la pile 13 dans le sens transversal.

## **XI. 6. CONCLUSION**

Après avoir simulé l'ouvrage dans le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS avec toutes les conditions d'appuis, on a pu comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un chargement sismique.



# **CHAPITRE XII**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**



## XII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### XII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. 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 des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

### XII.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Un appui comporte deux parties :

- Le voile : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- La fondation : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

#### XII.2.1. Conception de la pile

Pour notre cas j'ai opté pour des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête.

**Tableau XII. 1 : Positionnement et hauteur des piles**

	Position	Hauteur de pile (m)
Pile 1	PK33+469	21.80
Pile 2	PK33+434	26.50
Pile 3	PK33+400	22.10
Pile 4	PK33+365	19.10
Pile 5	PK33+330	12.40

#### XII.2.2. Etude des éléments de la pile

##### XII.2.2.1. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

○ La modélisation du chevêtre :

Le chevêtre est modélisé comme un élément de barre de dimension (13.25 m × 2.8 m × 1.55 m) repose sur la pile.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants

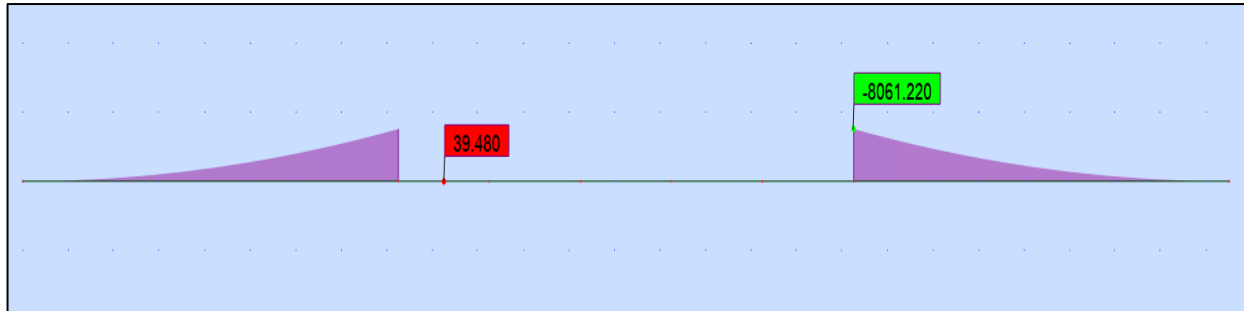


Figure XII. 1 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(I)2-Voies + ST)

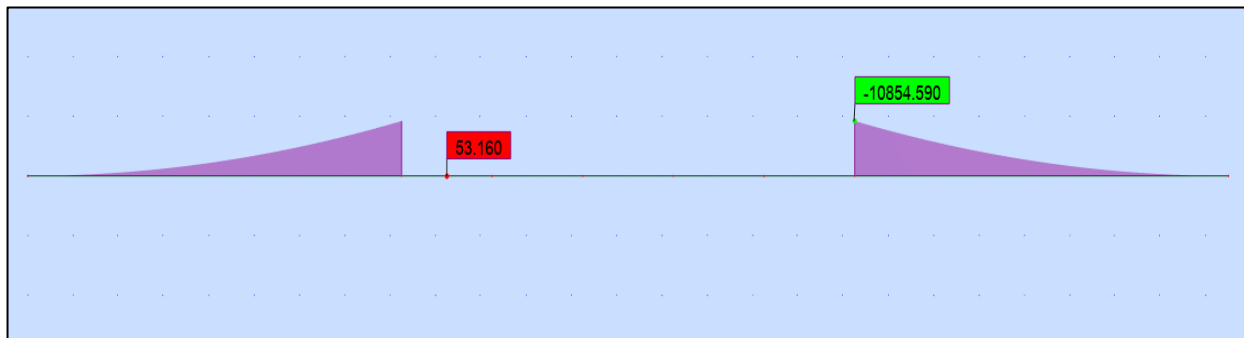


Figure XII.2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(I)2-Voies + 1.6 ST)

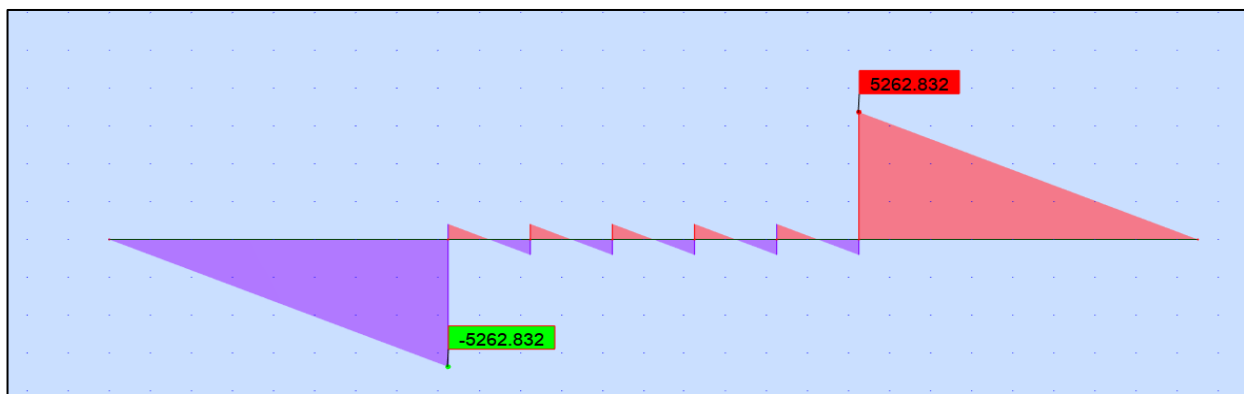


Figure XII. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(I)2-Voies + 1.6 ST)

➤ Ferraillage du chevêtre à la flexion :

Le ferraillage du chevêtre à la flexion est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe E).

Tableau XII. 2 : Ferrailage du chevêtre à la flexion

Armatures longitudinales						
		M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Nappe sup	ELU	-10854.6	142.3	18HA32=144.7cm <sup>2</sup>	5	15
	ELS	-8061.2				
Nappe inf	ELU	53.16	42	18HA20=56.55cm <sup>2</sup>	5	15
	ELS	39.48				

Armatures transversales				
T (KN)		Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
ELU	5262.83	1 cadre de HA16	5	10 cm zone critique 20 cm zone courant

➤ Ferrailage du chevêtre à la torsion :

Détermination du ferrailage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur  $L_t$ .

$$L_t \text{ est limité par } \begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t = \Phi + H_c & \text{si } L_c > \Phi + H_c \end{cases}$$

$$H_c = 1.55 \text{ m} \quad L_c = 2.8 \text{ m} \quad \Phi = 4 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_t = L_c = 2.8 \text{ m}$$

- La contrainte tangente de torsion donne par :  $\tau_b = \frac{c}{2 \times b_n \times \Omega}$
- $b_n$ : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent,  $b_n = \frac{H_c}{6} = 0.26 \text{ m}$
- $\Omega$  : L'aire de torsion,  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 3.28 \text{ m}^2$
- C : moment de torsion maximal par ml.

➤ **Evaluation de moment de torsion C :**  $C = \text{Max} (C_1, C_2)$

- Phase de construction :  $C_1 = P_G \times e$

$$P_G = 163.77 \text{ KN/ml}, e = 0.717 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad C_1 = 117.43 \text{ KN/ml}$$

- Phase de service :  $C_2 = P_{D240} \times e$

$$P_{D240} = 132.83 \text{ KN/ml}, e = 0717 \text{ m} \rightarrow C_2 = 95.24 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $C = \text{Max}(C_1, C_2) = 117.43 \text{ KN.m/m}$

- e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

➤ **Ferraillage :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \times \Omega} = 4.39 \text{ cm}^2$$

- P : périmètre de la section creuse équivalent, P = 8.18 m.
- $\sigma_a$ : Contrainte admissible d l'acier,  $\sigma_a = 333.333 \text{ MPa}$ .

Les armatures : **5HA12** →  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  avec espacement de 20 cm.

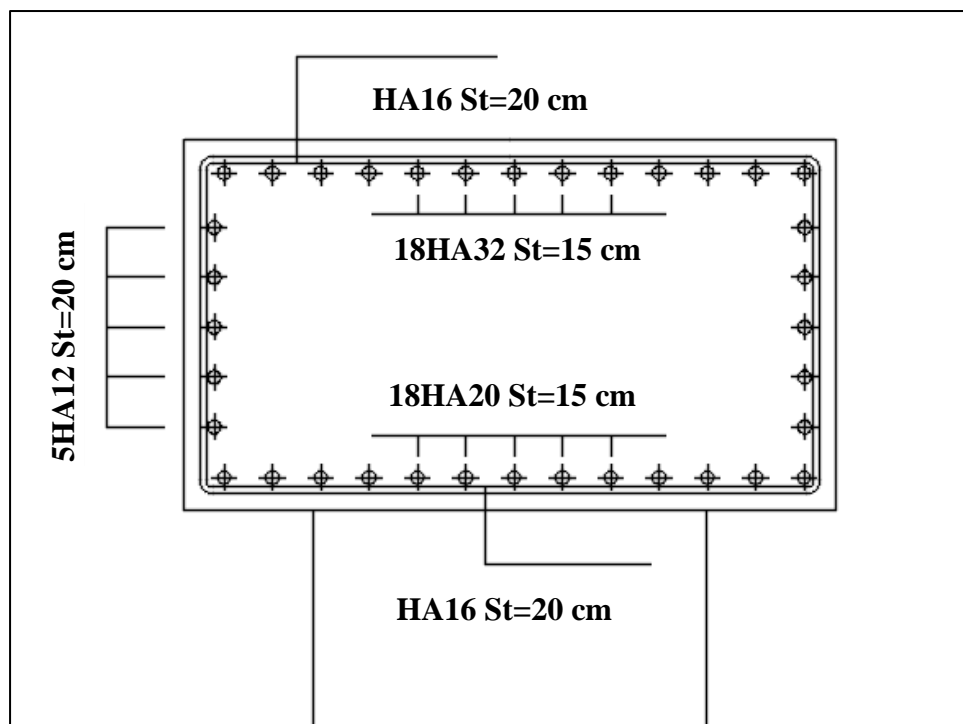


Figure XII. 4 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale)

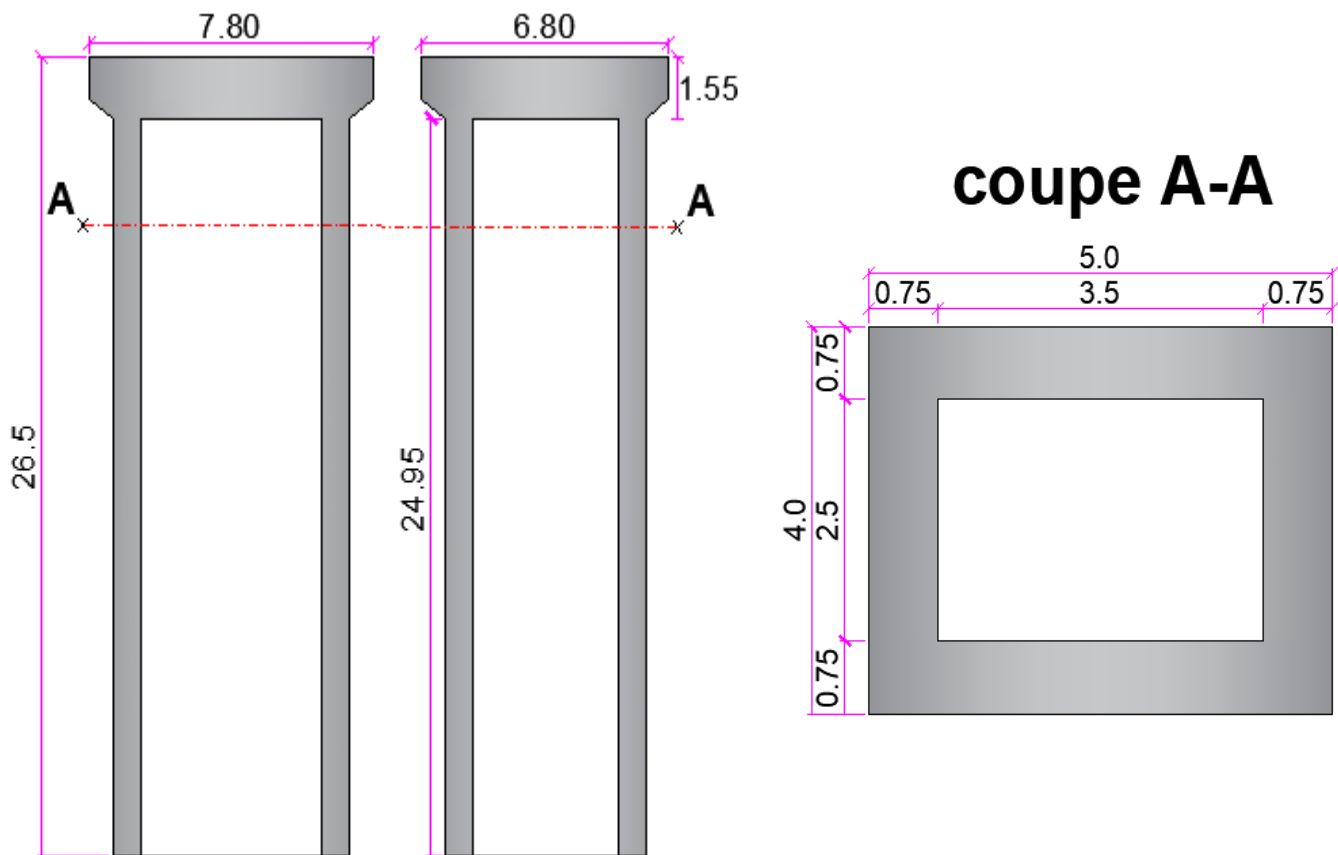


Figure XII.5 : Dimensions de la pile la plus haute.

### XII.2.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{A.App} = G \times \frac{a \times b}{T} \cdot K_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{A.App}}}$$

Avec :

**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  $1.2 \text{ MPa}$  en cas dynamique.

**fcj** : la résistance caractéristique du béton, vaut :  $fc28 = 27 \text{ MPa}$ .

Tableau XII.3 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H(m)	K Appareils d'appuis		$K_{pile}$ (MN/m)	K Appuis longitudinales	
		$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)		$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)
C1	7.55	1,97	2,63	Infinie	13.78	29.21
P1	21,80	1,97	2,63	309,7668	25,33	32,91
P2	26,50	1,97	2,63	172,7454	23,78	30,35
P3	22,10	1,97	2,63	299,3821	25,25	32,79
P4	19,10	1,97	2,63	467,2283	26,04	34,13
P5	12,40	1,97	2,63	1699,48	27,14	36,04
C2	4.45	1,97	2,63	Infinie	13.78	29.21

Tableau XII.4 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H(m)	K Appareils d'appuis		$K_{pile}$ (MN/m)	K Appuis longitudinales	
		$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)		$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)
C1	7.55	1,97	2,63	Infinie	23.25	30.29
P1	21,80	1,97	2,63	209,26	24,37	31,31
P2	26,50	1,97	2,63	116,69	22,31	27,99
P3	22,10	1,97	2,63	202,24	24,27	31,15
P4	19,10	1,97	2,63	315,63	25,36	32,97
P5	12,40	1,97	2,63	1148,00	26,93	35,68
C2	4.45	1,97	2,63	Infinie	23.25	30.29

### XII.2.3. 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 encastree dans sa base.

Les combinaisons prises en consideration sont définies dans le **chapitre VII**, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L. S et à l'E.L.A.

Tableau XII. 5 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.

Efforts Appuis	ELS : $G+BT(2V) +0.6T+0.5\Delta\Theta$				
	N(KN)	H <sub>long</sub> (KN)	H <sub>trans</sub> (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	28 390.63	2843.22	905.17	18 822.09	5 992.23
P2	44 219.94	2 350.93	203.09	54 306.45	4 691.29
P3	42 833.06	1 640.05	189.00	34 736.23	4 003.05
P4	42 234.91	718.67	314.96	7 538.83	3 303.90
P5	41 689.08	183.83	462.21	4 211.01	1 950.51

Tableau XII. 6 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELA.

Efforts Appuis	ELA : $G+EX+0.3EY+0.4T$				
	N(KN)	H <sub>long</sub> (KN)	H <sub>trans</sub> (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	12740.288	2309.069	689.660	28605.692	8305.497
P2	14613.712	3363.320	1004.144	64123.387	18926.691
P3	15441.292	3470.982	993.279	76778.460	21541.211
P4	16726.396	3274.555	1172.698	92652.142	28207.181
P5	15404.429	3397.280	1001.961	74327.055	21705.306

### XII.2.4. Ferrailage de la pile

Vu la classification de la zone sismique (zone moyenne) de notre ouvrage on passe directement au calcul de ferrailage de pile à l'état limite ELS/ELA.

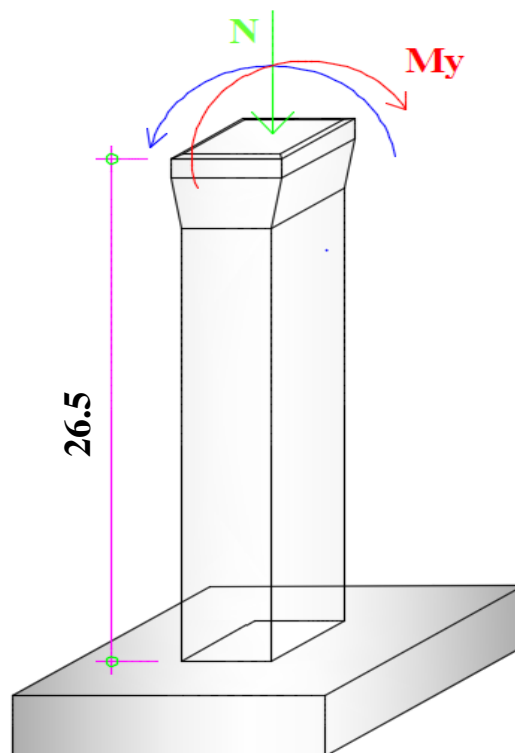


Figure XII.6 : Sollicitations agissant

### XII.2.4.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

L'élançement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

Avec :

$l_f$  : la longueur du flambement de la pile la plus haute :  $l_f = 2 \times l_0$ .

$i$  : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$S$  : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Résultats :

$$\left| \begin{array}{l} I_y = 22.11 \text{ m}^4; I_x = 32.73 \text{ m}^4; S = 11.25 \text{ cm}^2. \\ l_f = 2 \times 26.57 = 53.14 \text{ m}. \\ \rightarrow i_y = 1.40 \text{ m et } i_x = 1.7 \text{ m} \\ \lambda_x = l_f/i_x \rightarrow \lambda_x = 31.26 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x.} \\ \lambda_y = l_f/i_y \rightarrow \lambda_y = 35.96 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y} \end{array} \right.$$

### XII.2.4.2. Calcul du ferrailage

➤ **Sous moment de flexion oblique :**

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0.15 \leq 0.1875, \text{ donc la condition d'orientation vérifiée.}$$

$t_x, t_y$  : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

$h, b$  : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$ . Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER).

Avec :

$$\eta = m_y/m_x$$

$\eta$  : rapport des moments relatifs (sans dimension).

$m_x, m_y, n$  : efforts intérieurs relatifs.

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} ; n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

Application Numérique :

$$N = 16726.396 \text{ KN} ; M_x = 28207.181 \text{ KN.m} ; M_y = 92652.142 \text{ KN.m}$$

$$m_x = \frac{28207.181}{4 \times 5^2 \times 27 \times 10^3} = 0.01$$

$$m_y = \frac{92652.142}{5 \times 4^2 \times 27 \times 10^3} = 0.043$$

$$n = \frac{16726.396}{5 \times 4 \times 27 \times 10^3} = 0.031$$

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

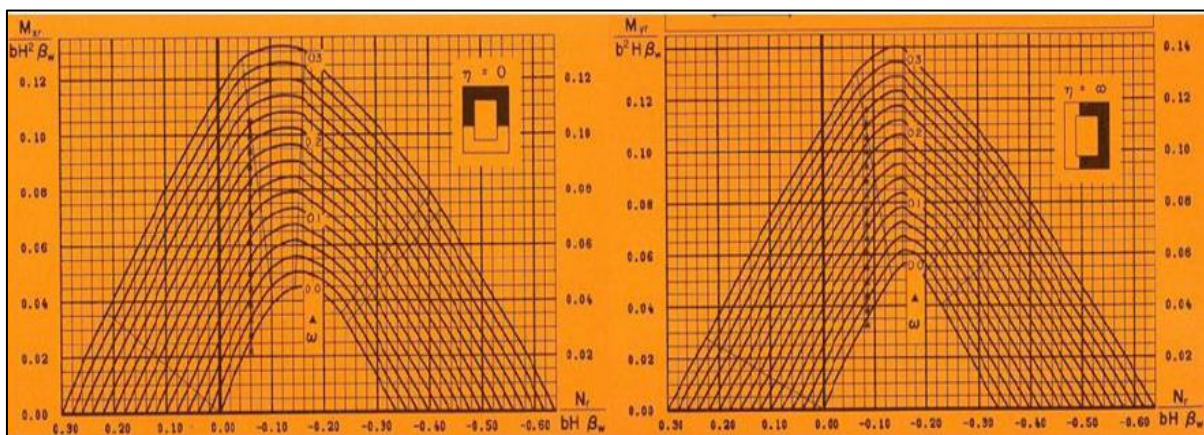


Figure XII.7 : abaques de WALTHER

- Direction longitudinale (η = ∞ et ω = 0.13) :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc28}{\sigma_s} = \frac{0.13 \times 4 \times 5 \times 27 \times 10^4}{500} = 1404 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté b)} : 0.2 \times F_a = 280.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté h)} : 0.3 \times F_a = 421.2 \text{ cm}^2$$

- Direction transversale (η = 0 et ω = 0.06) :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc28}{\sigma_s} = \frac{0.06 \times 4 \times 5 \times 27 \times 10^4}{500} = 550.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté b)} : 0.2 \times F_a = 110.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté h)} : 0.3 \times F_a = 165.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Sous moment de torsion :**

On cumule les contraintes tangentés dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$$

Avec :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{b_0 d} ; \tau_{uT} = \frac{T}{2b_0 A}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_{uV}$  : contrainte tangente due à l'effort tranchant  $V_u$ .

$\tau_{uT}$  : contrainte tangente due à l'effort tranchant  $T_u$ .

$\tau_{lim}$  : contrainte limite.

$b_0$  : l'épaisseur de la paroi.

$A$  : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

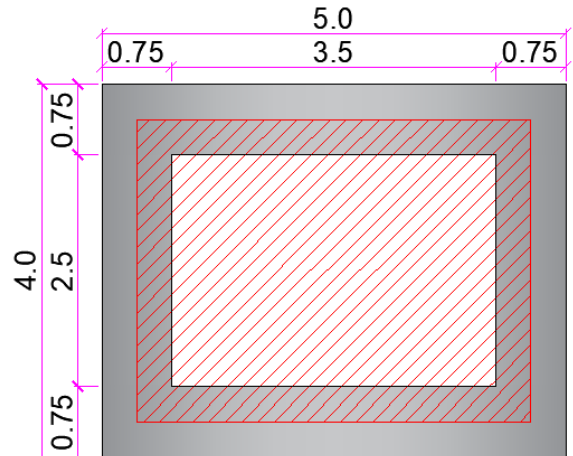


Figure XII.8 : L'Aire A dû la pile

- Armatures longitudinales :

$$\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{T}{2A}$$

$A_l$  : section totale des aciers longitudinaux.

$u$  : périmètre du contour d'air  $A$ .

Application Numérique :

$$\tau_{uV} = \frac{3.27}{4 \times 4.5} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uV} = \frac{1.17}{2 \times 0.75 \times 13.81} = 0.053 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times 27}{1.15} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sum A_l = \frac{1.17 \times 15}{2 \times 13.81 \times 434.78} \times 10^4 = 14.61 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale :

$A_s = 273.81 \text{ cm}^2$  pour le côté  $b$  (transversal).

$A_s = 403.41 \text{ cm}^2$  pour le côté  $h$  (longitudinal).

- Choix des barres :

Côté  $b$  (transversal) 2 nappes de 18HA32/coté.

Côté  $h$  (longitudinal) 2 nappes de 26HA32/coté.

- Condition de non fragilité :

$$A_{s-min} \geq 0.23h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{s-min} \geq 204.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### XII.2.4.3. Ferrailage transversal

La section  $A_t$  d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $AL$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_t \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales en (mm). Selon R.P.O.A en zone critique :

$$S_t = \text{Min} (24. \phi_t ; 8. \phi_t ; 0.25. d), \text{ Soit } \phi_t = 16 \text{ mm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

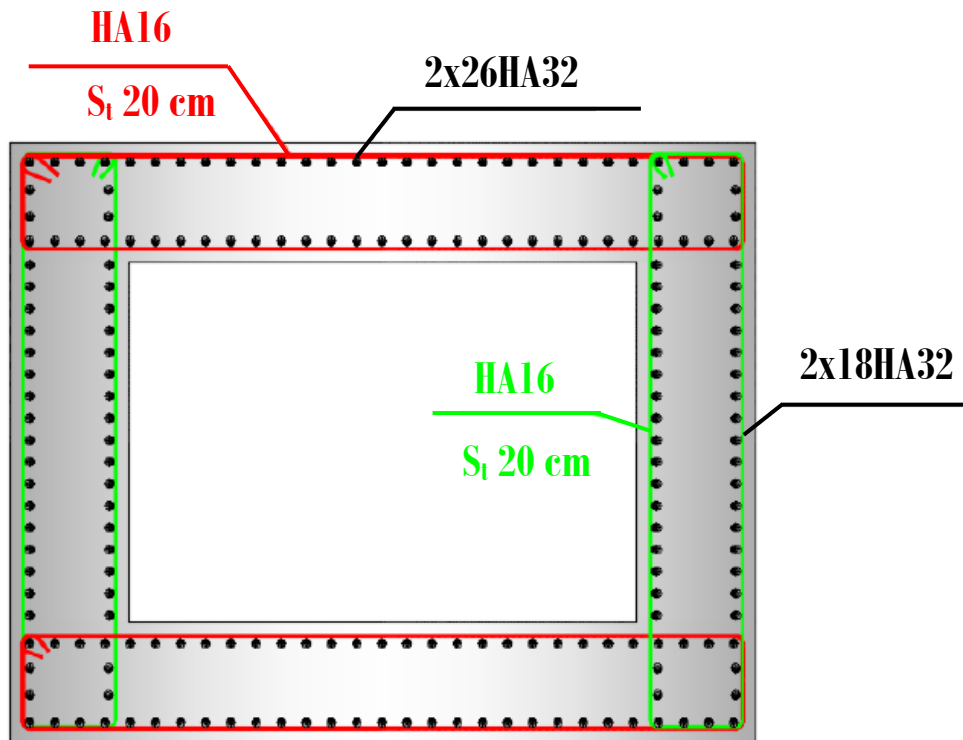


Figure XII.9 : Ferrailage de pile à la base.

### XII.2.5. Etude de la fondation sous pile

D'après le rapport géotechnique fourni par l'L.T.P. E, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est du type superficiel. (D.T.R-BC 2.331).

Cette semelle subit aux efforts suivants :

$$N = 32\,470,85 \text{ KN}; M_x = 20\,662,46 \text{ KN.m}; M_y = 104\,123,9 \text{ KN.m}$$

#### XII.2.5.1. Dimensionnement de la fondation

L'effort normal de dimensionnement des fondations superficielles est celui calculé à l'E.L. S, là où le béton est supposé non fissuré (pour éviter toute agressivité du sol qui provoque la corrosion des armatures), par contre la section de ferrailage doit être déterminée à l'E.L.U. Dans le cas où la semelle est sollicitée par l'effort normal  $N$  et le moment  $M$ , on peut considérer que  $N$  est excentré de  $(e = \frac{M}{1.1 \times N})$  du centre de gravité passant par l'axe neutre de la pile.

➤ **Direction de faible coté b**

Pour que la semelle soit stable il faut :  $e = 0,90 \text{ m} < \mathbf{B}/4$  (condition de stabilité) → on pose  $B = 6 \text{ m}$  ;  $e < \mathbf{B}/6 = 1$  → N tombe à l'intérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes généré sur l'interface de la semelle est en **trapèze**.

✓ **Vérification des contraintes du sol**

$$\sigma_{3/4} = \frac{1.1 \times N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Vérification des contraintes du sol  $\sigma_{3/4} \leq \sigma_{sol}^*$

$$\begin{cases} A = \frac{1.1 \times N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \\ B = 6 \geq 6 \times e \end{cases} \quad \rightarrow \quad A = 11.18 \text{ m}$$

$\sigma_{3/4}$ : la contrainte à l'interface de la semelle à une distance  $\frac{3}{4} \mathbf{B}$  ;

$\sigma^*$  : la contrainte effective dans le sol :  $\sigma^* = k \sigma_{sol}$  ;

$\sigma_{sol}$ : la contrainte admissible déterminée par l'L.T.P.E ;

$k$  : coefficient sans dimension vaut : 1,5 pour sollicitation comportant séisme (G, Q, E).

➤ **Direction de faible coté h**

Pour que la semelle soit stable il faut :  $e = 2.97 \text{ m} < A/4$  (condition de stabilité) → on pose  $A = 12 \text{ m}$ .  $e > A/6 = 2 \text{ m}$  → N tombe à l'extérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes généré sur l'interface de la semelle est en **triangle**.

✓ **Vérification des contraintes du sol**

$$\sigma_M = \frac{2 \times N}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e\right)} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

Vérification des contraintes du sol  $\sigma_{3/4} \leq \sigma_{sol}^*$

$$\begin{cases} A = \frac{2 \times N}{3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right) \times \sigma_{sol}^*} \\ 4e \leq B \leq 6e \end{cases} \quad B = 10.17 \text{ m}$$

$\sigma_M$  : la contrainte maximale à l'interface de la semelle.

**NB :**

On prend les dimensions  $(A \times B) = (12 \times 12) \text{ m}^2$

➤ **Epaisseur de la fondation**

L'épaisseur de la fondation doit vérifier qu'elle soit rigide, en appliquant la condition de rigidité :  $d \geq \max((B-b)/4 ; (A-a)/4) = \max((12-4)/4 ; (12-5)/4)$  → on prend  $d = 3 \text{ m}$ .  
Finalement on tient les dimensions de la fondation :  $(A \times B \times d) = (12 \times 12 \times 3) \text{ m}^3$ .

Après le calcul de l'effort normal à rajouter dû au poids de la fondation

$N_F = 12 \times 12 \times 3 \times \gamma_{BA}$ , les contraintes à l'interface ( $\sigma_{3/4}$ , et  $\sigma_M$ ) restent inférieures au  $\sigma^*$ .

### XII.2.6.2. Ferrailage de la fondation

Pour cela on va utiliser l'effort normal :

$$N_u = 16726.396 + 1,35(12 \times 12 \times 3 \times 25) + 1.35 \times 20197.6$$

→  $N_u = 58573.156 \text{ KN}$

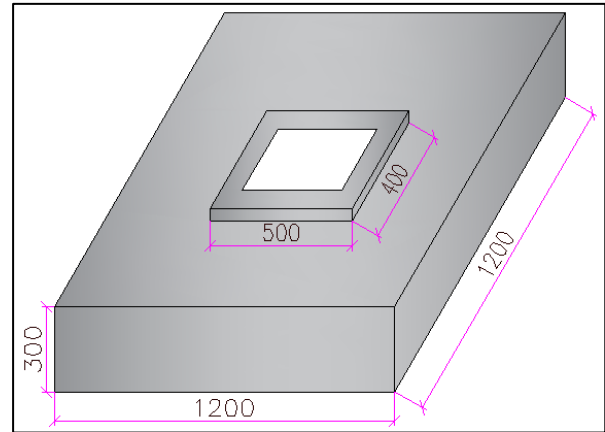


Figure XII.10 : Dimensions de la semelle

➤ **Direction de faible côté b (e < B/6)**

Les armatures dans la direction B, sont calculées pour équilibrer les moments ( $M_x$ ) d'encastrement en utilisant **la méthode des moments** :

$M_u(S1)$  : moment dans l'axe de la pile, qu'il a la formule simplifiée proposée par les DTR.

$$M_u(s1) = \frac{N_u}{8B} (B - 0.7b)^2 = 51.63 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 15.30 \text{ MPa} \quad \mu = \frac{M_u(s1)}{d^2 f_{bu}} = 0.374 \text{ MN.m} \quad z = d(1 - 0.6\mu) = 2.33 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u(s1)}{z \times \frac{f_e}{1.15}} = 509.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_y = 1.1 A_u \text{ (En cas de fissuration préjudiciable).}$$

$$A_y = 561 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 70\text{HA}32 ; S_t = 17 \text{ cm}$$

➤ **Direction de faible côté h (e > B/6)**

Lorsque la résultante devient hors le noyau central, les armatures dans la direction A sont calculées pour équilibrer les moments ( $M_y$ ) d'encastrement en utilisant **la méthode des consoles** :

$$M_1 = (4A + 0.35a - 9e) \times \frac{\frac{A}{2} - 0.35a}{\frac{A}{2} - e} \times \frac{N_u}{27} = 69.96 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{d^2 f_{bu}} = 0.508 \text{ MN.m} \quad ; \quad z = d(1 - 0.6\mu) = 2.086 \text{ m} \quad ; \quad A_u = \frac{M_1}{z \times \frac{f_e}{1.15}} = 771.37 \text{ cm}^2$$

→  $A_x = 1.1 A_u$  (En cas de fissuration préjudiciable).

→  $A_x = 849 \text{ cm}^2$ , on prend : 106HA32 ;  $S_t = 11 \text{ cm}$  ; et  $C = 5 \text{ cm}$

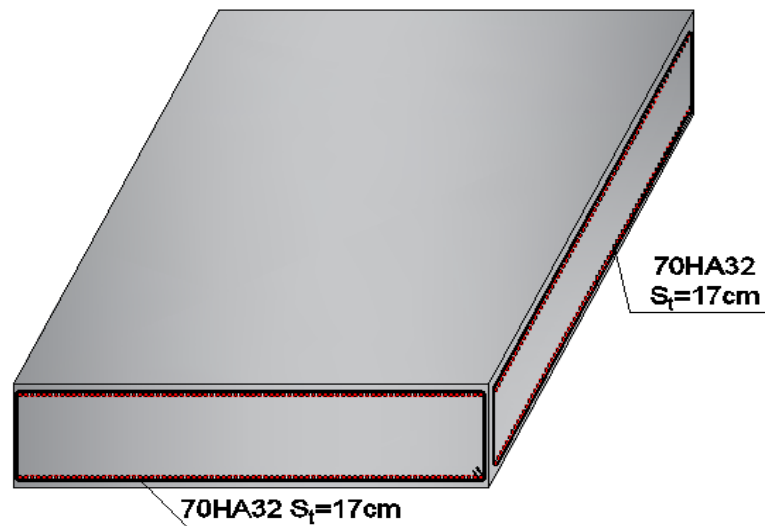


Figure XII.11 : Ferrailage semelle.

### XII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée représente l'appui d'extrémité du pont, elle est constituée de plusieurs éléments dont le but est d'assurer l'accès à l'ouvrage en respectant l'exigence de sécurité (transmission des efforts, stabilité) et de service (limitation de déplacement horizontaux en tête).

#### XII.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

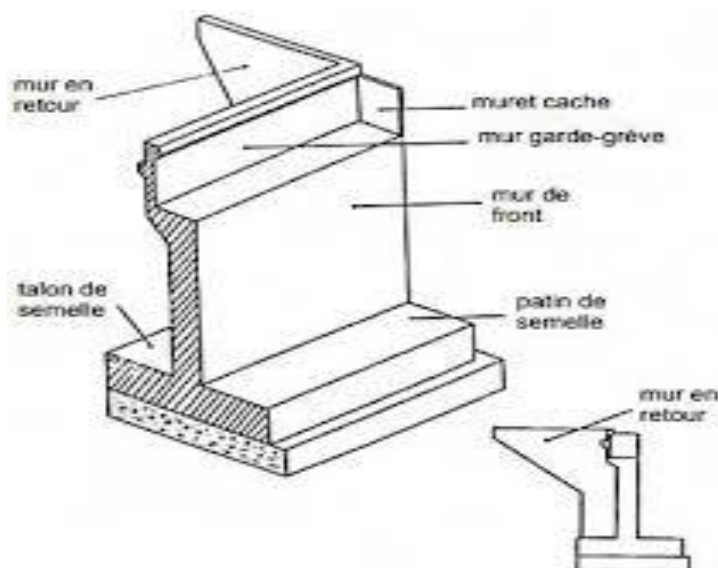
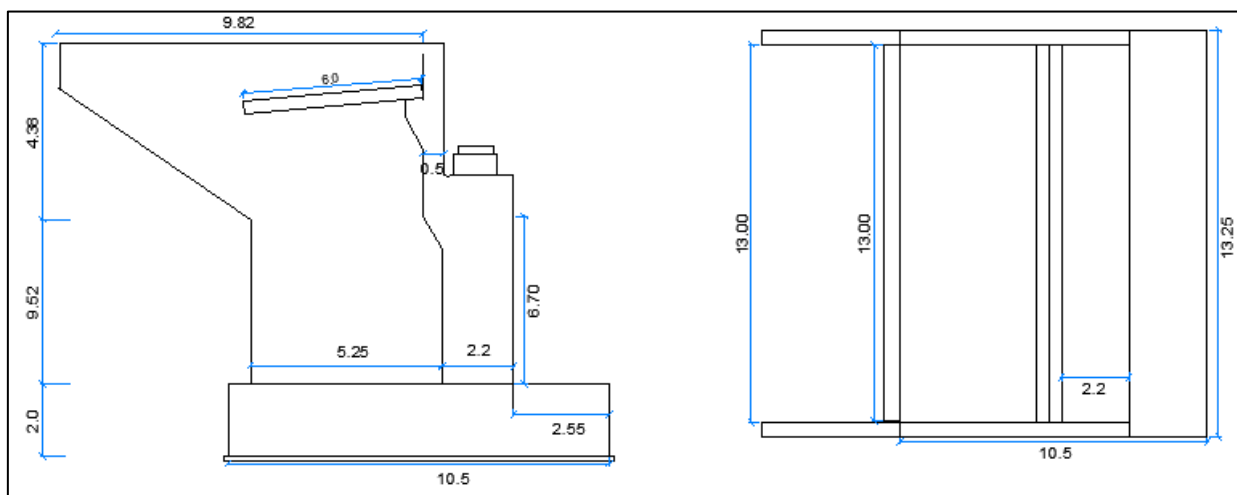


Figure XII.12 : culée remblayée.

**XII.3.2. Pré dimensionnement de la culée**

**Tableau XII. 7 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée**

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
<b>Mur de garde grève</b>	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 3,30 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.5 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e \text{ M en retour} = 13.1 \text{ m}$
<b>Sommier d'appui</b>	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 13.25\text{m}$ $e_{\text{sa}} = 0.2+l_{\text{dè d'appui}}/2+0.7+0.5 = 2 \text{ m}$
<b>Mur-cache</b>	Protection des appareils d'appuis.	$e_{\text{mc}} = 0,25 \text{ cm.}$ $h_{\text{mc}} = h_{\text{garde grève}} = 3,50 \text{ m}$ $l_{\text{mc}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2 \text{ m}$
<b>Mur de front</b>	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf-culée}} = 6.7\text{m}$ $e_{\text{mf}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2.2 \text{ m}$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 13.25\text{m}$
<b>Mur en retour</b>	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.7 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 10.0 \text{ m}$ $l_{\text{mr-culée}} = 9.82 \text{ m}$
<b>Corbeau (arrière)</b>	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$B_{\text{ca}} = 1\text{m}$ $b_{\text{ca}} = 0.5\text{m}$ $h_{\text{ca}} = 0.5\text{m}$
<b>Dalle de transition</b>	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6h_{\text{remblai}})]$ $l_{\text{dt}} = 6 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0.4 \text{ m}$
<b>La semelle</b>	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2\text{m}$ $L_s = 13.25\text{m}$ $l_s = 10.5\text{m}$



**Figure XII.13 : Dimensions de la culée**

### XII.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

Après avoir terminé le pré-dimensionnement, passant maintenant à la vérification de la stabilité de la culée, qui sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

#### XII.3.3.1. Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propres de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

##### ➤ Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]}$$

$H$  : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$$

Tableau XII. 8 : Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Conditions		Notation	$K_H$	$K_V$	$\theta$ (°)	$K_{ad}$ (rad)
Conditions normales		CN	0	0	0°	0,33
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	Cs1	0,25	0,075	13.09	0.50
	Horizontal	Cs2	0,25	0	14.04	0.52
	Horizontal +↑ Vertical	Cs3	0,25	-0,075	15.12	0.54

##### ➤ Calcul des poussées dues aux terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $H$  et une largeur  $L$  est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_V) H^2 K_{ad}$$

$\gamma$  : Poids volumique des terres  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^2$ .

**XII.3.3.2. Evaluation des efforts à vide**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voire **Annexe**).

**Tableau XII. 9 : Evaluation des efforts à vide**

Désignations	Cas	H (MN)	N (MN)	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)
La somme	CN	4,54	39,43	5,61	24,77
	Cas n°01	16,73	42,39	54,16	26,61
	Cas n°02	17,01	39,43	75,30	247,50
	Cas n°03	17,29	36,48	75,76	240,94

**XII.3.3.3. Vérification de la stabilité à vide**

✓ **Vérification du tiers central**

On vérifie que :  $E < E_{max}$

Telle que :  $E_{max} = B/6 ; \bar{x} = \frac{M_s - M_r}{(1 + K_h) \times P} ; E = \frac{B}{2} - \bar{x}$

**Tableau XII. 10 : Vérification du tiers central à vide**

Elément	Cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	$\bar{x}$	E   (m)	E <sub>max</sub> (m)	Obs
Culée totale à vide	CN	5,61	247,69	6.14	0.89	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°01	54.16	266.06	5.00	0.25	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°02	75.30	247,50	4.37	0.88	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°03	75.76	240,94	4.50	0.75	1,75	<b>Vérifier</b>

Dans tous les cas on a  $E < E_{max}$  donc le tiers central est vérifié.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au glissement**

Les conditions à vérifiées sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau XII. 11 : Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement**

Conditions	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Condition normale	CSR : $M_s/M_r \geq 1,5$	CSG : $V/H.tg\phi \geq 1,5$
Condition sismique	CSR : $M_s/M_r \geq 1$	CSG : $V/H.tg\phi \geq 1$

Tableau XII. 12 : Vérification de la stabilité au renversement et au glissement à vide

Elément	Cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H (MN)	V (MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale à vide	CN	5,61	247,69	4,54	39,43	44.15	15.04	<b>Vérifier</b>
	Cas n°01	54.16	266.06	16,73	42,39	4.9	4.38	<b>Vérifier</b>
	Cas n°02	75.30	247,50	17.01	39,43	3.28	4.01	<b>Vérifier</b>
	Cas n°03	75.76	240,94	17,29	36,48	7.40	3.6516.	<b>Vérifier</b>

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

#### XII.3.3.4. Evaluation des efforts en service

✓ **Effort sismique agissant sur la culée**

Est calculé auparavant : →  $E = 998,16 \text{ KN}$

✓ **L' effort due à la variation linéaire (retrait, fluage, température)**

Est calculé auparavant : →  $H_{VL} = 203,86 \text{ KN}$ .

✓ **Effort de freinage**

$F_{\text{freinage,AL}} = 15.27 \text{ KN}$  ;  $F_{\text{freinage,Bc}} = 30.00 \text{ KN}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voire **Annexe**)

Tableau XII. 13 : Evaluation des efforts en service

Désignations	Cas	H (MN)	N (MN)	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)
La somme	CN	5,52	52.43	5.81	298.58
	Cas n°01	17.67	53.16	64.17	295.03
	Cas n°02	18.02	51.43	85.31	285.70
	Cas n°03	18.10	47.47	85.76	280.91

**XII.3.3.5. Vérification de la stabilité en service**✓ **Vérification du tiers central****Tableau XII. 14 : Vérification du tiers central en service**

Elément	Cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	$\bar{x}$	E   (m)	E <sub>max</sub> (m)	Obs
Culée totale à vide	CN	5.81	298.58	5.58	0.33	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°01	64.17	295.03	4.34	0.91	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°02	85.31	285.70	4.00	1.25	1,75	<b>Vérifier</b>
	Cas n°03	85.76	280.91	4.11	1.14	1,75	<b>Vérifier</b>

Dans tous les cas on a  $E < E_{max}$  donc le tiers central est vérifié.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au glissement****Tableau XII.15 : Vérification de la stabilité au renversement et au glissement en service**

Elément	Cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H (MN)	V (MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale à vide	CN	5.81	298.58	5,52	52.43	51.39	16.45	<b>Vérifier</b>
	Cas n°01	64.17	295.03	17.67	53.16	4.6	5.21	<b>Vérifier</b>
	Cas n°02	85.31	285.70	18.02	51.43	3.34	4.94	<b>Vérifier</b>
	Cas n°03	85.76	280.91	18.10	47.47	3.27	4.54	<b>Vérifier</b>

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

**XII.4. Ferrailage des éléments de la culée****XII.4.1. Ferrailage du mur garde grève**➤ **Evaluation des efforts**

- Moment des poussées des terres :

$$M_P = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

**H** : hauteur des remblais, **H = 3,20 m** ;

**K<sub>a</sub>** : coefficient de poussée des terres, **K<sub>a</sub> = 0,33** ;

**L** : longueur des remblais.

$$M_{P-ELS} = 32.44 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 43.79 \text{ kN.m/ml}$$

- Moment due à la force de freinage  $M_{fBC}$  :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1,6$  à l'E.L. U et  $\mu = 1,2$  à l'E.L. S

$P = 60 \text{ KN}$

$$M_{f-ELS} = 69,29 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{f-ELU} = 92,39 \text{ kN.m/ml}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^n \frac{h-x}{(0.25+x)} dx, \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

$\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS ;

$B_c$  : coefficient de pondération du système  $B_c$  ;

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ( $\delta = 1.119$ ) ;

$h$  : hauteur de mur garde grève

$$\rightarrow M_{p/k} = 9.83 \text{ kN.m.}$$

$$M_{P-ELS} = 50.45 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 67.27 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Combinaison d'actions sur le MGG**

$$M_{ELU} = 203,45 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 152,18 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage de MGG**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert  $A_s = 14,8 \text{ cm}^2$ , On prend 6HA20/ml ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

Armatures longitudinales : H14,  $S_t = 20$ .

Armature de construction :  $A'_s = A_s/3$  ; Soit : 6HA12/m  $S_t = 20$

#### XII.4.2. Etude de mur en retour

Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Robot.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présente sur la figure ci-après :

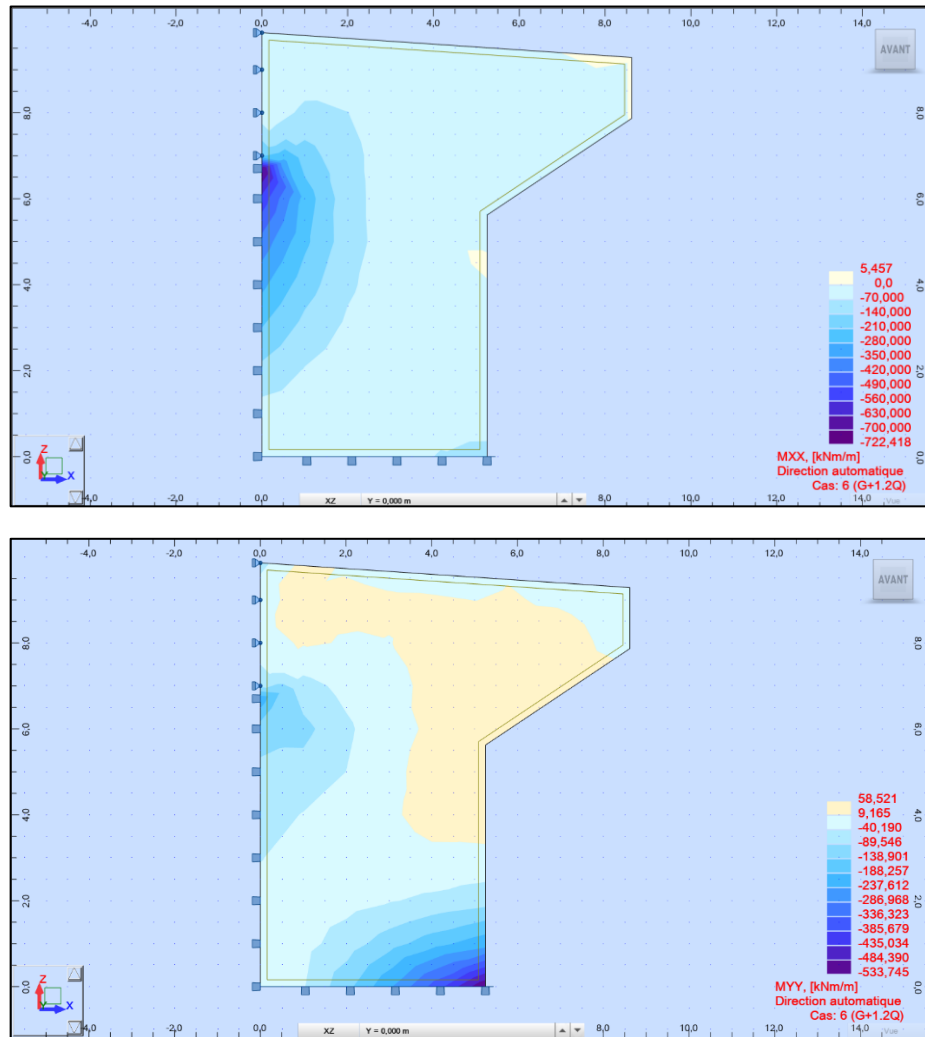


Figure XII. 14 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS

$$M_{XX} = -350 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{YY} = -336.23 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage de mur en retour :**

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot (détaillés à l'Annexe B), en flexion simple à l'ELS :

- Ferraillage vertical:

Section d'acier :  $A_s = 22.8 \text{ cm}^2$  (**7HA25** ;  $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 15 \text{ cm}$ )

Armatures de construction :  $A_{s1} = A_s/3 = 7.6 \text{ cm}^2$  (**7HA16** ;  $A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 15 \text{ cm}$ ).

- Ferraillage horizontal:

Section d'acier :  $A_s = 23.8 \text{ cm}^2$  (**7HA25** ;  $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 15 \text{ cm}$ )

Armatures de construction :  $A_{s1} = A_s/3 = 8 \text{ cm}^2$  (**7HA16** ;  $A_{s1} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 15 \text{ cm}$ ).

### XII.4.3. Dalle de transition

➤ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais :  $G_{\text{remblais}} = 18 \times 1,0$  ➔  $G_{\text{remblais}} = 18,0 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre de la dalle :  $G_{\text{P.Dalle}} = 25 \times 0,4$  ➔  $G_{\text{P.Dalle}} = 10,0 \text{ KN/m}^2$ .
- Revêtement :  $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0,08$  ➔  $G_{\text{Revêtement}} = 1,92 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation : ➔  $Q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

➤ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau XII. 16 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1,35G+1,6Q	223.63	149.09
ELS	G+1,2Q	166.32	110.88

➤ **Ferraillage de la dalle de transition :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert  $A_s = 21,5 \text{ cm}^2$  On prend 8HA20/ml ( $A_s = 25,137 \text{ cm}^2$ ).

Armatures longitudinales : H14,  $S_t = 10$  (zone critique) / 20 cm (zone courante).

Armature de construction :  $A'_s = A_s/3$  ; Soit : 8HA12/ml

### XII.4.4. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations). Le détail de calcul est présenté dans l'ANNEXE D.

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

- ELS:  $M_{\text{max}} = -1254.52 \text{ KN.m/ml}$        $N_{\text{cors}} = 711.55 \text{ KN/ml}$
- ELS:  $T_{\text{max}} = 319.45 \text{ KN/ml}$        $N_{\text{cors}} = 628.37 \text{ KN/ml}$
- ELU:  $M_{\text{max}} = -1692.53 \text{ KN.m/ml}$        $N_{\text{cors}} = 904.01 \text{ KN/ml}$
- ELU :  $T_{\text{max}} = 699.32 \text{ KN/ml}$        $N_{\text{cors}} = 793.10 \text{ KN/ml}$

➤ **Ferraillage de Mur frontal :**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve :

$$A_s = 22.00 \text{ cm}^2.$$

On prend 6HA25/ml ( $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 12.50 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :

$$A_{st} = A_s/4. \text{ On prend : HA14/ml avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Armatures de construction :

$$A'_s = A_s/3 = 7.33 \text{ cm}^2. \text{ On prend : 6HA16/ml avec } S_t = 12.50 \text{ cm}.$$

#### XII.4.5. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

➤ **Evaluation des efforts**

- Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2} ; R_{Rem} = \frac{24.96 \times 6}{2} = 78.44 \text{ KN/m}$$

Avec :

**L** : longueur de la dalle de transition.

**q** : charges des remblais,  $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_p \text{ dalle}$ .

- Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{sur-remblais} = \frac{ql}{2} ; R_{sur-remblais} = \frac{10 \times 6}{2} = 30 \text{ KN/m}$$

Avec :

**q** : surcharges sur remblais.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$R_{ELU} = 1.35MG + 1.6MQ = 149.09 \text{ kN/ml}.$$

$$R_{ELS} = MG + 1.2MQ = 110.88 \text{ kN/ml}.$$

➤ **Ferraillage du corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :  $A_s = 11.20 \text{ cm}^2$ , On prend : 6HA14/ml,  $S_t = 12.50 \text{ cm}$ .

Armatures de construction :  $A_{rs} = A_s/3$ , On prend : HA12/ml,  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### XII. 5. Ferraillage de la semelle

Le dimensionnement de la semelle est fait auparavant est de  $(B \times A) = (10.5 \times 13.25) \text{ m}^2$ , la semelle est sollicitée par un moment M et un effort normal N, donc nous avons une semelle rectangulaire avec effort N et M, dans ce cas précis on peut considérer que N est excentré de

$$M_{\text{axe mur frontal}} = 75,75 \text{ MN.m} ; N = 39.00 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{1.1 \times N} = 1.77$$

$e_0 < B/6$  et  $e_0 > B/4 \rightarrow N$  tombe à l'extérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes générés sur l'interface de la semelle est en **trapézoïdale**.

➤ **Vérification des contraintes du sol**

$$\sigma_{3/4} = \frac{1.1N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \leq \sigma_{sol}^*$$

Avec :  $\sigma_{sol}^* = k \times \sigma_{sol} \rightarrow 0.46 \leq 1.5 \times 0.5 = 0.75 \rightarrow$  **condition vérifiée**

➤ **Ferraillage de la fondation**

- **Sens X :**

$$B = 10.5 \text{ m } (M_y \neq 0) \text{ et } e_0 = 0,25$$

$$\text{Avec : } B/24 = 0,43 < e_0 = 1.74 \leq B/6 = 1.75$$

Donc : **on utilise la méthode des moments**

• **Méthode des moments**

$$M_{u(s1)} = \frac{N_u}{8 \cdot B} (B - 0.7b)^2$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q + 1.35N_{G0}$$

$$N_u = 39.5 + 1.35 \times 13.25 \times 10.5 \times 2 \times 25 \times 10^{-3} \rightarrow N_u = 48.89 \text{ MN}$$

$$M_{u(s1)} = \frac{48.89}{8 \cdot 10.5} (10.5 - 0.7 \times 2.2)^2 = 46.73 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 15.30 \text{ MPa} \quad \mu = \frac{M_{u(s1)}}{d^2 f_{bu}} = 0.339 \text{ MN.m} \quad z = d(1 - 0.6\mu) = 2.38 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{u(s1)}}{z \times \frac{f_e}{1.15}} = 451.59 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x = 1.1 A_u \text{ (En cas de fissuration préjudiciable).}$$

$$A_x = 1.1 \times 451.59 = 497 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 62 \text{ HA32 ; } S_t = 17 \text{ cm ; et } C = 5 \text{ cm}$$

- **Sens Y :**

$$A = 1.7 \text{ m } (M_x = 0)$$

• **Méthode des bielles**

$$A_{uT} = \frac{N'_u (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } N'_u = \frac{\sigma_{sol}}{AB} = N'_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = (39.5) \left(1 + \frac{3 \times 1.74}{10.5}\right) = 59.14 \text{ MN}$$

$$A_y = \frac{N'_u(A-a)}{8.d.\sigma_s} = 556.84 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{on prend : 77 HA32 ; } S_t = 17 \text{ cm ; et } C = 5 \text{ cm}$$

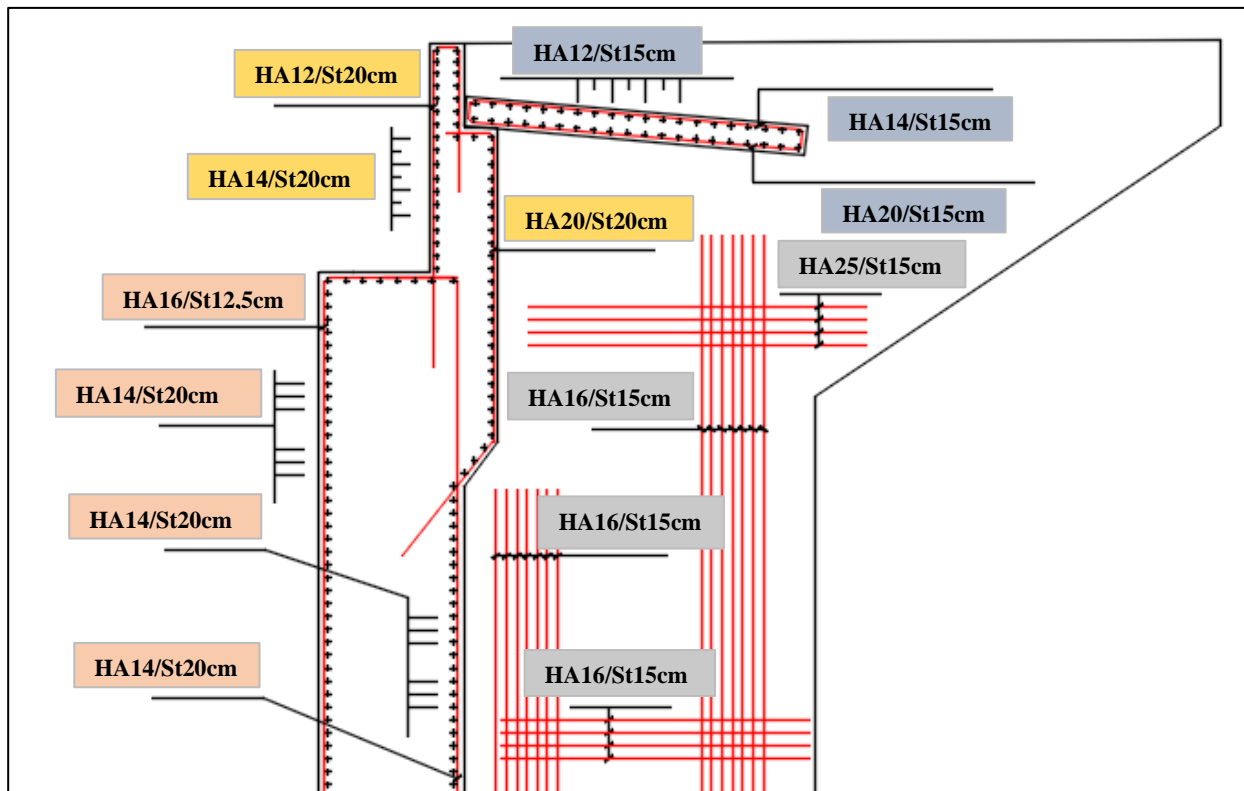


Figure XII.15 : Ferrailage culées.

## XII.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et détermination de ferrailage de la pile et la culée permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



## **CONCLUSION GENERALE**



## **CONCLUSION GENERALE**

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à poutres, qui est basé sur les règles fondamentales de : la mécanique des sols, la résistance des matériaux, du béton armé et du béton précontraint ; ainsi que l'effet de séisme.

Ce travail nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENSTP.

Dans notre projet les procédés de calcul sont faites manuellement et avec des logiciels de calcul automatique pour bien comprendre les différentes méthodes de calcul.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.





# **ANNEXE A**



# ANNEXE A

## Exemple d'un sondage carotté

<b>MAPA</b> İNŞAAT AŞ		SONDAGE N: BH 157 FICHE N : 1																					
<b>COUPE DE SONDAGE</b>																							
Nom du Projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km Coordonner : Km: 33+466 Deblal Elevation (m) : Y: 4001875,77 X: 465467,77 Profondeur du Sondage (m) : 26 Forage : Atalay 76-300 Conducteur de travaux : Doğan Türk Date de début : 11.11.15 Date de la fin : 12.11.15		INGENIEUR : HARUN S.SAGIR DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES																					
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>PROFONDEUR (m)</th> <th>DATE</th> <th>HEUR</th> <th>REMARQUES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>		PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES																
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES																				
Enveloppe : Diamètre Exterieur(mm) = 76      Diamètre Interieur(mm) = 63      Longueur (m) : 3																							
PROFONDEUR	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION											
												No. de coups			N <sub>30</sub>	GRAPH							
												0-15	15-30	30-45			10	20	30	40	50		
1	75%				<b>Terrasse</b> marron clair à brun rougeâtre légère, la taille de gravier moyenne vers grossier, fragments de roche angulaires dans la matrice limono-argileux																		
2																							
3	75%																						
4																							
5	70%																						
6	67%																						
7	50%				<b>Argile (pélite)</b> «Marron jaunâtre, extremement faible à très faible, pélite très complètement altérée»  6,00 m																		
8																							
9	100%				<b>Argile (pélite)</b> Gris foncé au gris verdâtre foncé, modérément altérée, de quartzite mince a faible niveau  8,00 m																		
10	100%																						
11	100%	100%			<b>Argilite (pélite)</b> Gris foncé au gris verdâtre foncé, légèrement altérée, quartzite a fort niveau  10,00 m																		
12	100%	100%																					
13																							
14	100%	64%																					
15	75%	81%																					
REGIDITE N = 0 - 2 V.MOU N = 3 - 4 MOU N = 5 - 8 M.REGIDE N = 9 - 15 REGIDE N = 16 - 30 V.REGIDE		DENSITE N = 0 - 4 Tréslache N = 5 - 10 Lache N = 11 - 30 Moyennement Dense N = 31 - 50 Dense N > 50 Trés Dense		DOSAGE 0 - 10 % Trace 10 - 20 % Petit 20 - 35 % Adjective (ou une) 35 - 50 % et		FRACTURES / 30 cm > 1 large (W) 1 - 2 Modéré (M) 2 - 10 ferme (CI) 10 - 20 Intense ( I ) > 20 écrasé (Cr)																	
RESISTANCE I TRES FORE II FORE III MOYEN IV FAIBLE V TRES FAIBLE		INTEMPERIE I Frais II légèrement altérés III Mod. résisté IV hautement résisté V Comp. résisté		RQD. 0 - 25 % Tres faible 25 - 50 % Faible 50 - 75 % Foir 75 - 90 % Bon 90 - 100 % Excellent		UD : Echantillon paisible D : Echantillon perturbé SPT : Norme Pen. essais VST : Essais de cisaillement P : Essai de pressiometrie K : Echantillon de noyau																	

ANNEXE A

---



Figure A.1 : Sondage carotté

**ANNEXE A**

**RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE**

N° de Forage	Profondeur (m)	Determination de La resistance e la Compression Uniaxiale (Nature)		Point de Résistance de charge index
		Densite (t/ m³)	Contrainte (bars)	Is(50) (kg/cm²)
BH-155	7,80-7,90			6.4
BH-155	13,40-13,50			8.8
BH-155	17,80-18,00	2.543	237.3	
BH-157	5,00-5,30	2.535	376.3	
BH-157	11,00-11,30	2.654	221.9	
BH-157	15,00-15,30	2.582	122.0	
BH-157	19,50-20,00	2.659	75.4	
BH-157	24,50-25,00	2.606	160.4	
BH-158	2,90-3,10			12.7
BH-158	4,40-4,50			3.3
BH-158	7,50-7,75	2.606	811.0	
BH-158	9,60-9,75			5.5
BH-158	12,50-12,60			16.5
BH-158	12,50-12,70	2.628	735.2	
BH-158	14,20-14,35			14.3
BH-158	14,20-14,40	2.552	514.3	
BH-158	16,50-16,70	2.581	641.7	
BH-158	19,00-19,20	2.528	639.9	





**ANNEXE A**

**Le capacité portante admissibles**

DROITE	STATIQUE		SISMICITE	
	$Q_D$	$Q_{ALL}$ (kPa)	$Q_D$	$Q_{ALL}$ (kPa)
<b>AXE NO.1</b>	258	1000	407	1500
<b>AXE NO.2</b>	331	1000	711	1500
<b>AXE NO.3</b>	351	1000	809	1500
<b>AXE NO.4</b>	351	1000	809	1500
<b>AXE NO.5</b>	351	1000	809	1500
<b>AXE NO.6</b>	331	1000	711	1500
<b>AXE NO.7</b>	249	1000	361	1500

**Analyse de tassement effectuée pour les fondations superficielles situées sur les axes G4 D5 (BH-156A)**

Depth (m)	$E_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Depth (m)	$E_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )		kg/cm <sup>2</sup>	kPa
2	694	0-6	614	$E_1$	614	61355
4	5293	6-12	1863	$E_m$	1647	164720
6	4525	12-30	10783			
8	4482	30-48	10783			
10	10783	48-96	10783			

$\alpha$	0,33	$S_c=$	0,7681 cm
$\lambda_c$	1,10	$S_d=$	0,2200 cm
$\lambda_d$	1,12	s	1 cm
B	12,00 m		
$E_1$	61355,30 kPa	$k=q/s$	101205 kN/m <sup>3</sup>
$E_m$	164719,82 kPa		
$\sigma_{all}$	1000,00 kPa		
$\gamma$	18,00 kN/m <sup>3</sup>		
$D_f$	2,00 m		



## **ANNEXE B**



## ANNEXE B

**Tableau 1 : Tableau de K pour  $\theta = 0.65$  et  $\alpha=1$**

$\theta = 0.65$		K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4		0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2		0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4		0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b		0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

**Tableau 2 : Tableau de K pour  $\theta = 0.70$  et  $\alpha=1$**

$\theta = 0.70$		K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4		0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2		0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4		0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b		0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

**Tableau 3 : Tableau de  $\mathcal{E}'_0$  pour  $\theta = 0.60$**

		$\theta=0.60$									
	y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mathcal{E}'_0$	0		0.05327	0.11089	0.16626	0.21192	0.23226	0.21192	0.16626	0.11089	0.05327
	b/4		-0.0287	0.03428	0.09738	0.15878	0.21192	0.24249	0.23639	0.20972	0.17753
	b/2		-0.08341	-0.0257	0.03369	0.09738	0.16626	0.23639	0.29563	0.33069	0.35583
	3b/4		-0.1247	-0.0765	-0.0257	0.03428	0.11089	0.20972	0.33069	0.46323	0.59081
	b		-0.1609	-0.1242	-0.0834	-0.0287	0.05327	0.17753	0.35583	0.59081	0.86708

**Tableau 4 : Tableau de  $\mathcal{E}'_1$  pour  $\theta = 0.60$**

		$\theta=0.60$									
	y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mathcal{E}'_1$	0		0.06599	0.09778	0.01418	0.21139	0.32369	0.21139	0.14187	0.09778	0.06599
	b/4		0.04602	0.06692	0.09581	0.14108	0.21364	0.32951	0.22004	0.15077	0.10088
	b/2		0.03646	0.05118	0.07141	0.10269	0.15192	0.22885	0.34797	0.23877	0.15861
	3b/4		0.03516	0.04702	0.06317	0.08754	0.12456	0.17995	0.26131	0.37878	0.25221
	b		0.04181	0.05351	0.06921	0.09218	0.12538	0.17175	0.23374	0.31205	0.40285

## ANNEXE B

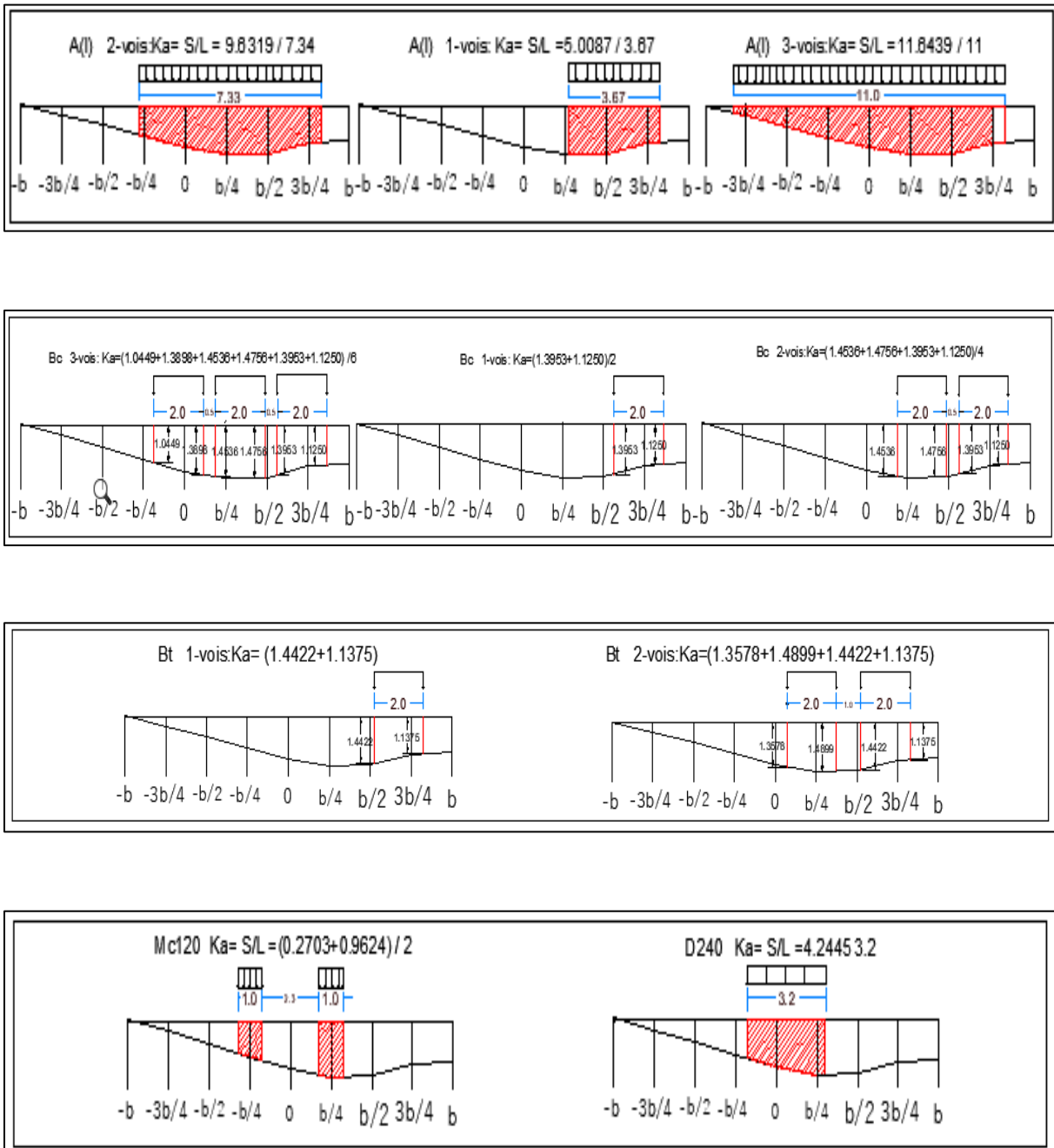
**Tableau 5 : Tableau de  $\varepsilon'_0$  pour  $\theta = 0.70$**

		$\theta=0.70$										
		y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'_0$	0			0.00344	0.08696	0.16838	0.23774	0.26984	0.23774	0.16839	0.08696	0.00345
	b/4			-0.05172	0.01742	0.09331	0.16982	0.23774	0.27244	0.24745	0.18993	0.12428
	b/2			-0.08139	-0.0279	0.02861	0.09331	0.16839	0.24745	0.30864	0.32713	0.32815
	3b/4			-0.08872	-0.0604	-0.0279	0.01742	0.08696	0.18993	0.32713	0.48151	0.62519
	b			-0.09124	-0.0887	-0.0814	-0.0571	0.00345	0.12428	0.32815	0.62519	0.99415

**Tableau 6 : Tableau de  $\varepsilon'_1$  pour  $\theta = 0.70$**

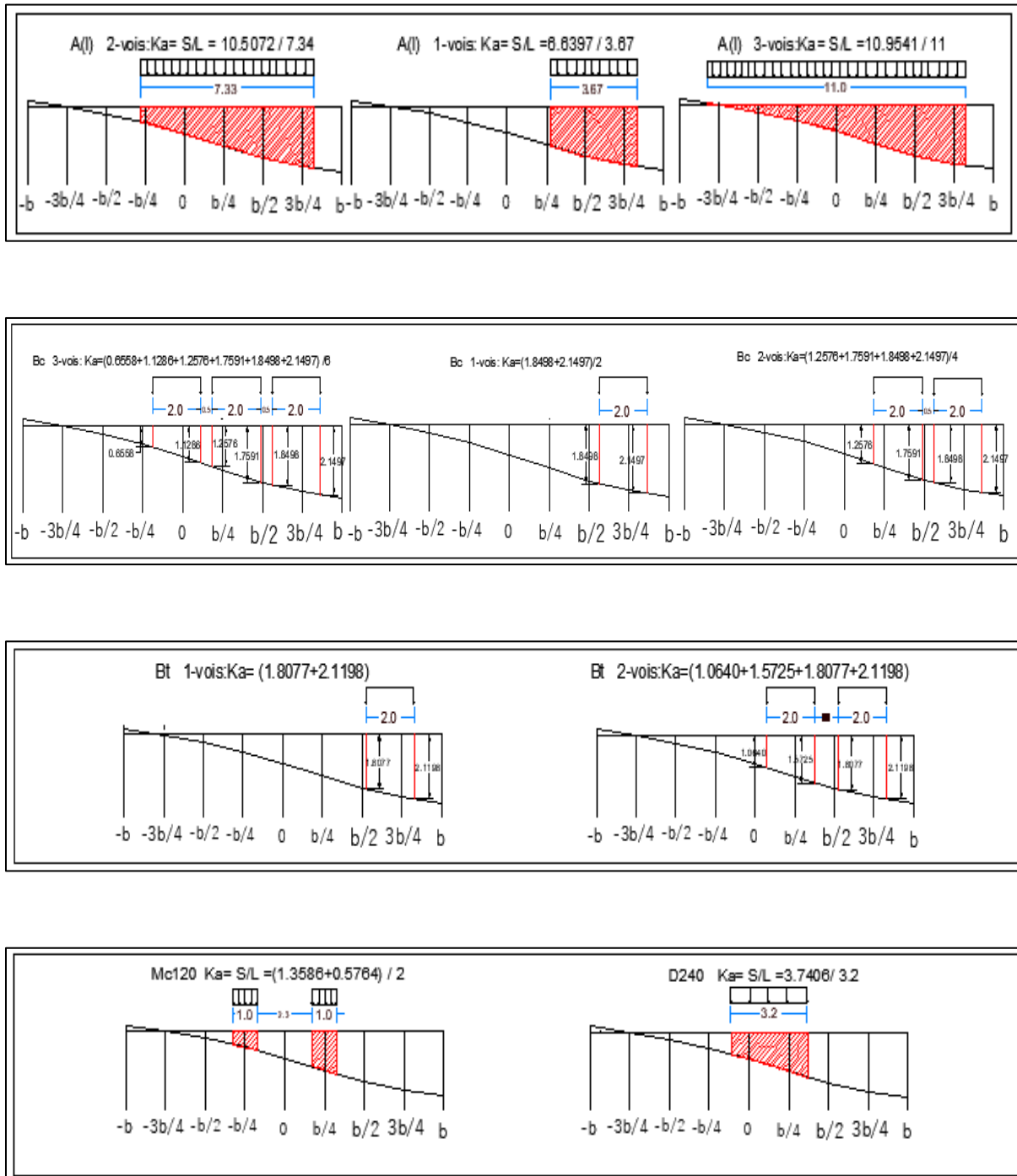
		$\theta=0.70$										
		y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'_1$	0			0.05435	0.08631	0.13481	0.21877	0.36618	0.21877	0.13481	0.08631	0.06536
	b/4			0.32426	0.05355	0.08175	0.01330	0.22066	0.37233	0.22864	0.14582	0.09130
	b/2			0.02479	0.03740	0.05636	0.08852	0.14355	0.23675	0.39335	0.25052	0.15654
	3b/4			0.02301	0.03284	0.04742	0.07145	0.11062	0.17457	0.27543	0.43287	0.27029
	b			0.02835	0.03846	0.05318	0.07952	0.11267	0.16649	0.24289	0.34485	0.46783

## ANNEXE B



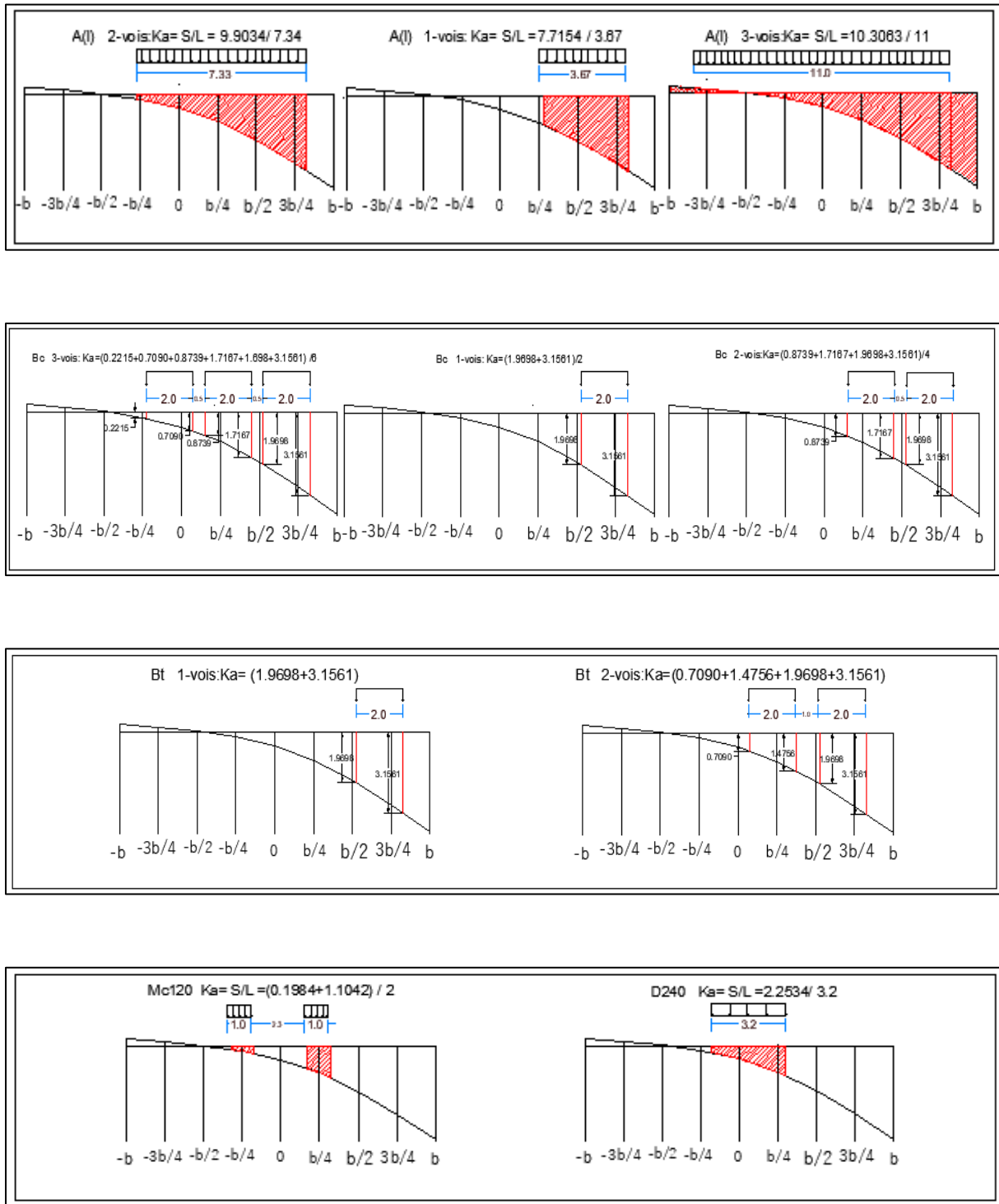
**Figure 1 : Calcul de  $Ka_{moy}$  pour la poutre 2**

## ANNEXE B



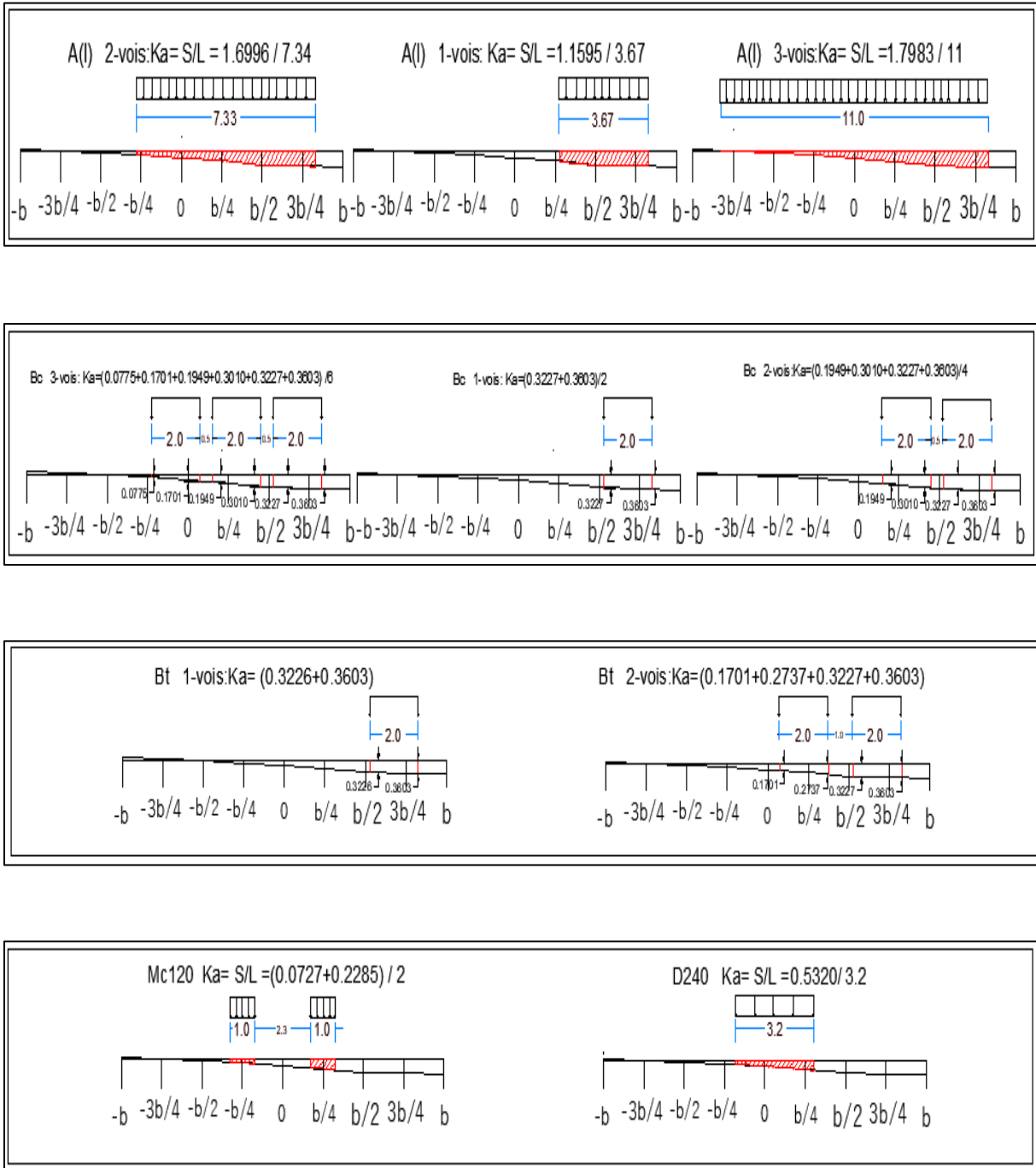
**Figure 2 : Calcul de  $Ka_{moy}$  pour la poutre 3**

## ANNEXE B



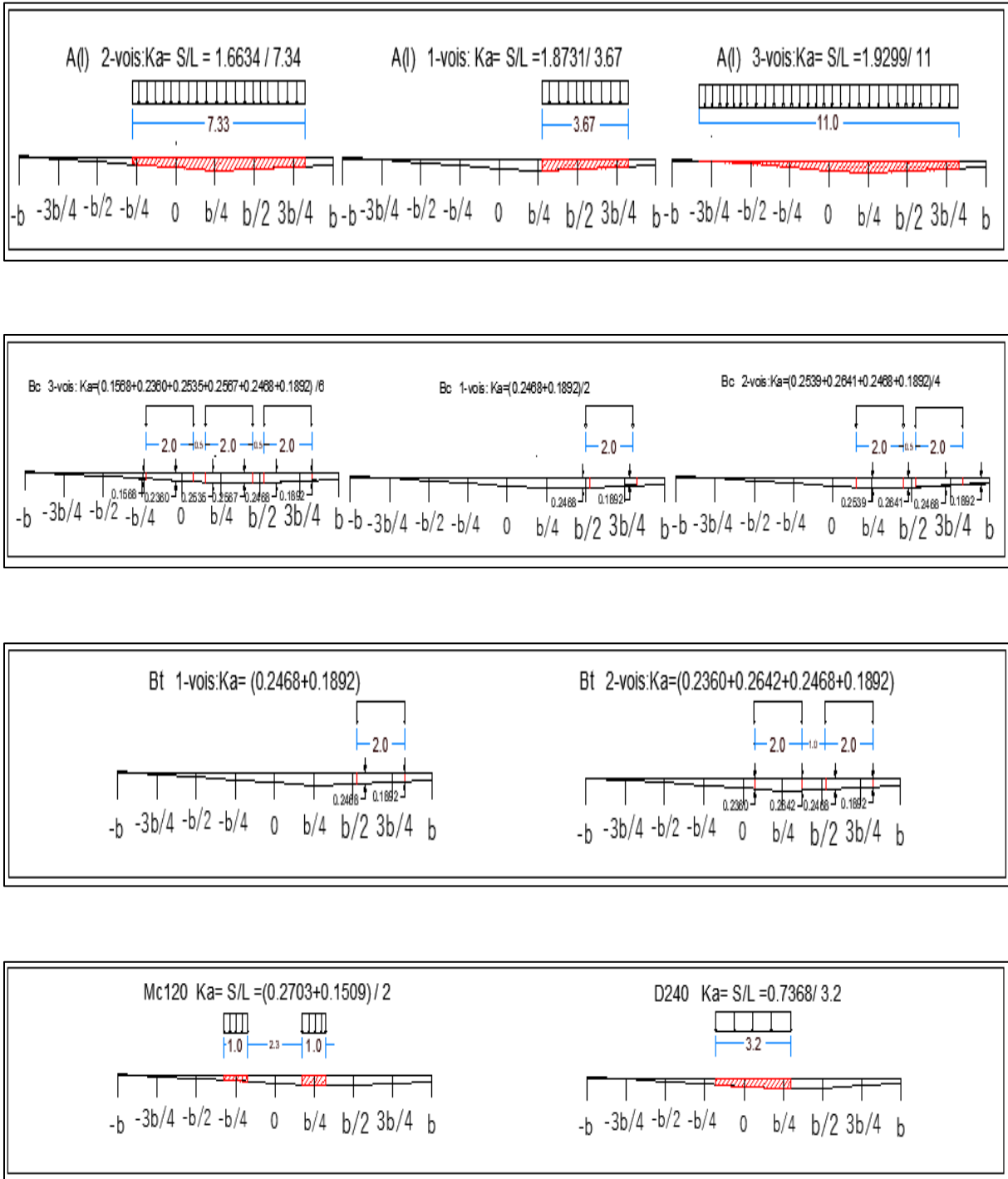
**Figure 3 : Calcul de  $Ka_{moy}$  pour la poutre 4**

**ANNEXE B**



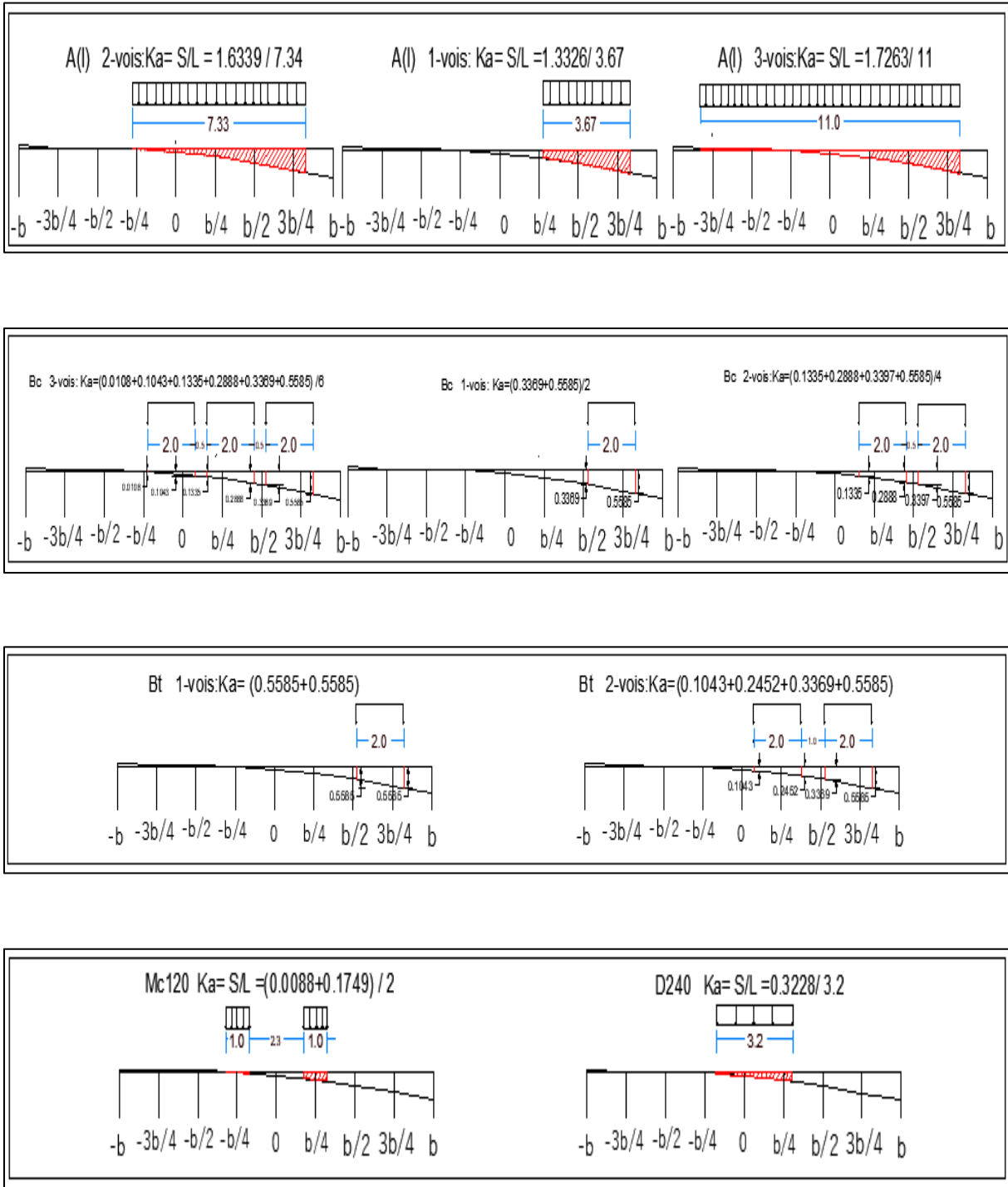
**Figure 4 : Calcul de  $\epsilon' \alpha_{moy}$  pour la poutre 2**

## ANNEXE B



**Figure 5 : Calcul de  $\epsilon' \alpha_{\text{moy}}$  pour la poutre 3**

## ANNEXE B



**Figure 6 : Calcul de  $\epsilon' \alpha_{moy}$  pour la poutre 3**

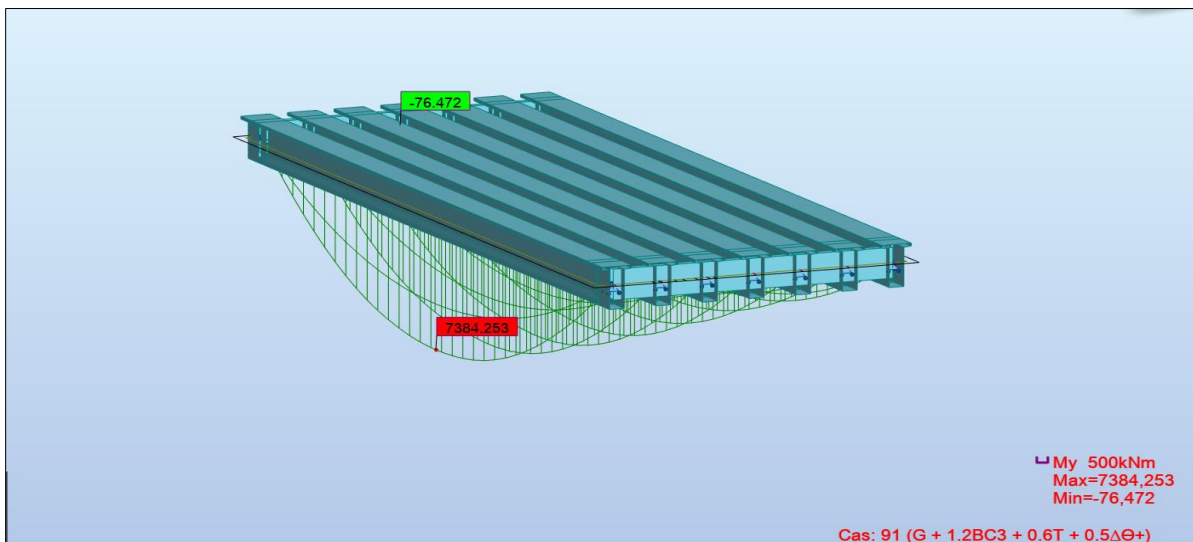
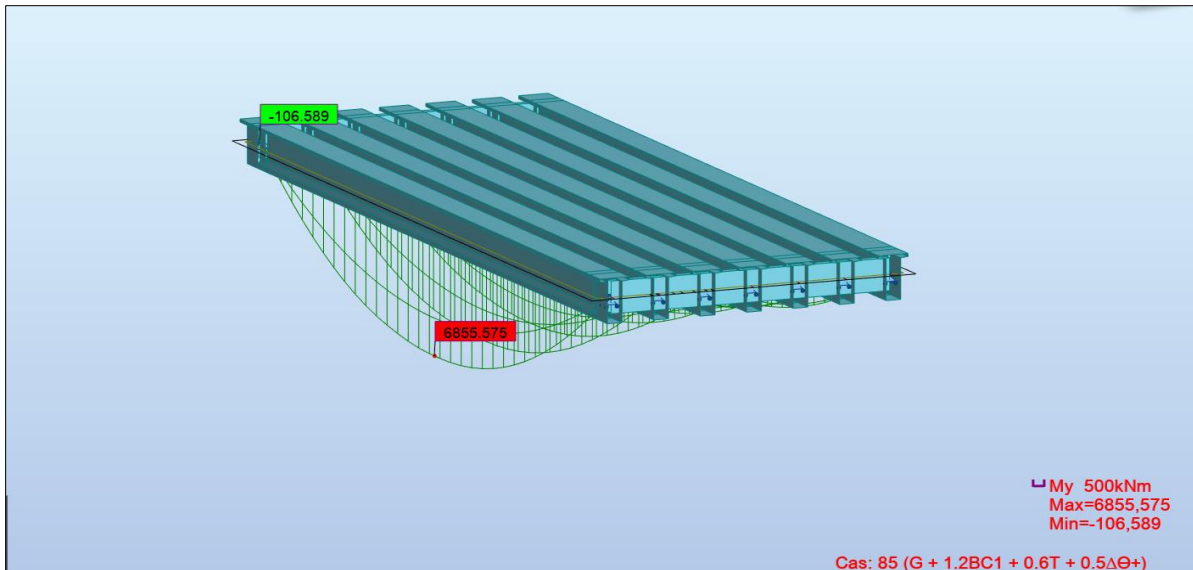
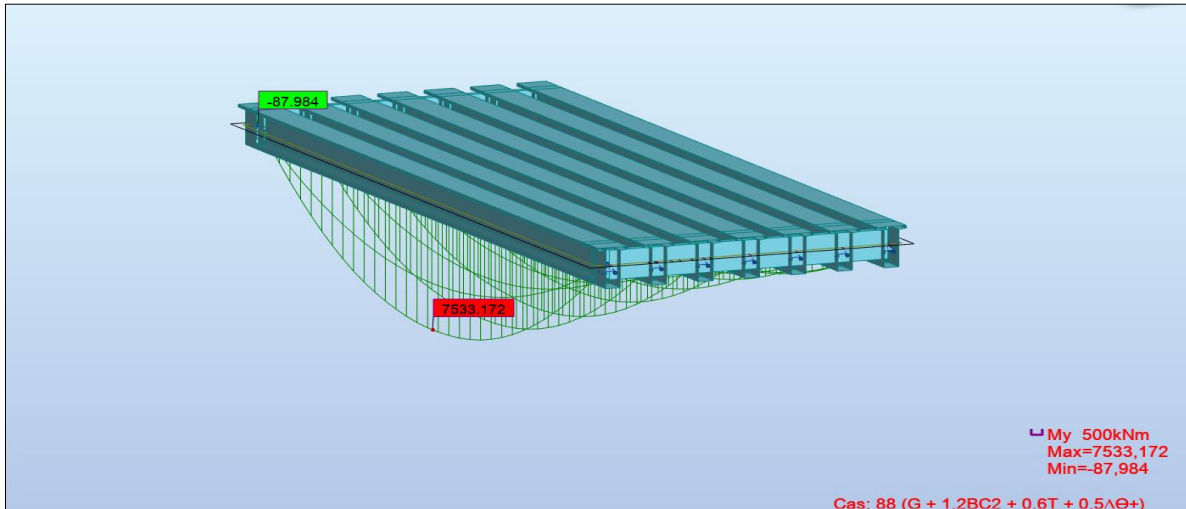


## **ANNEXE C**

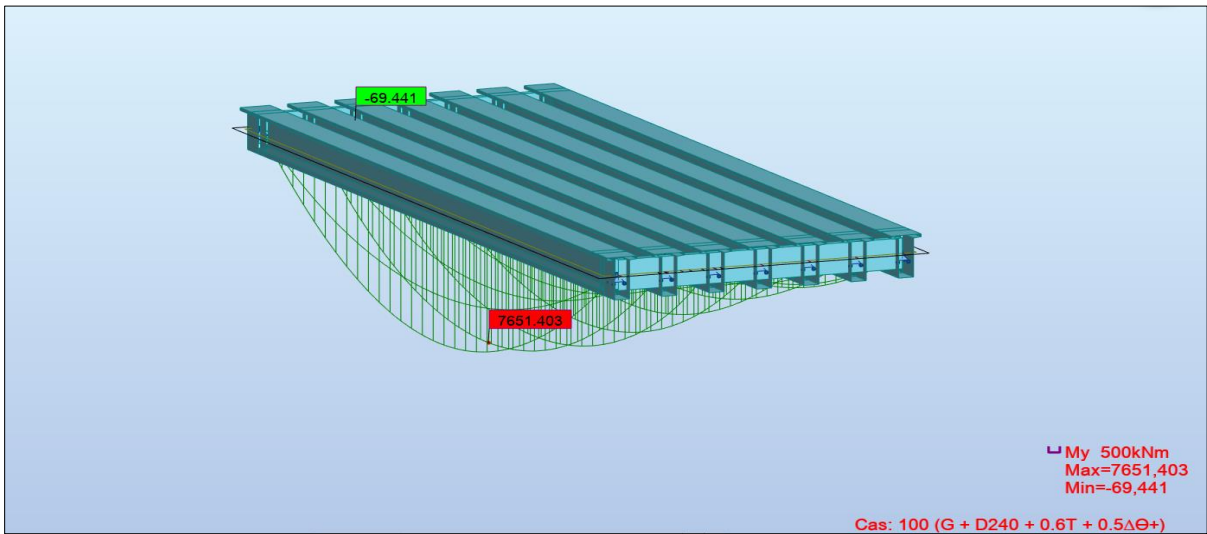
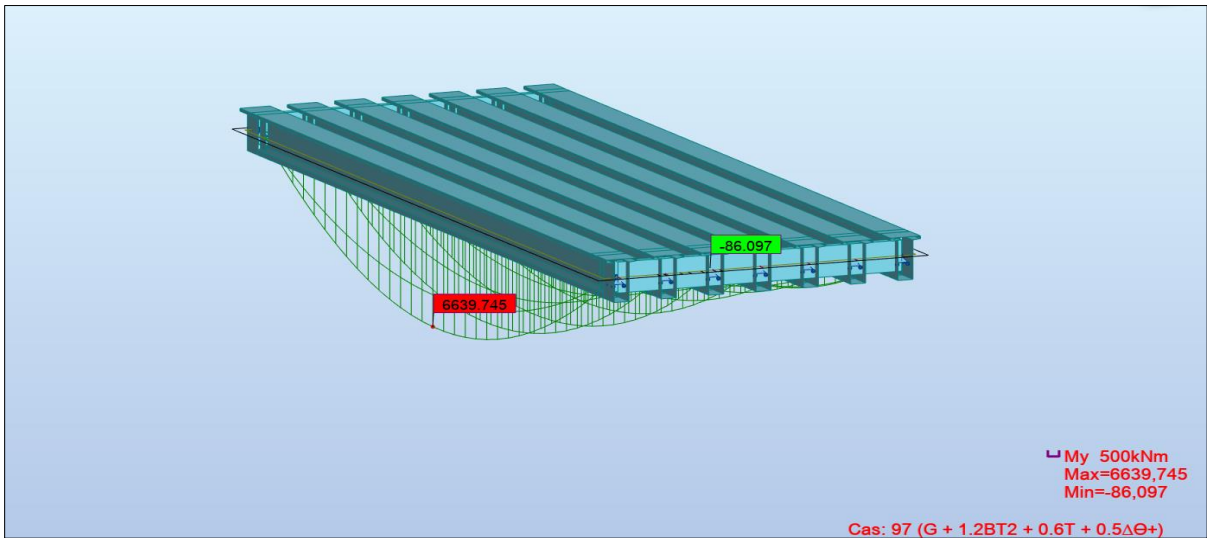
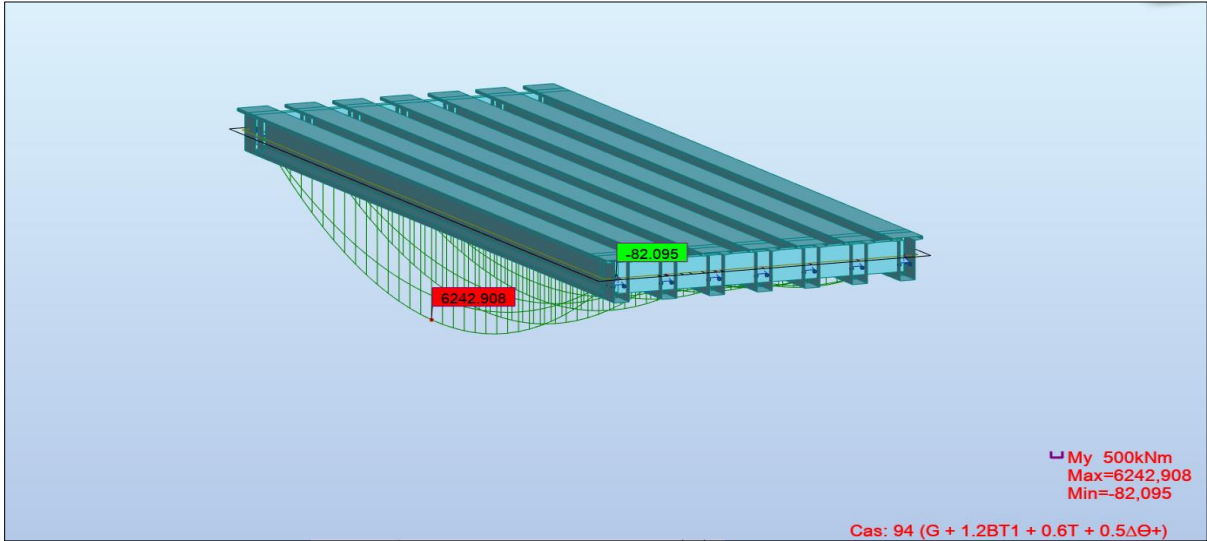


## ANNEXE C

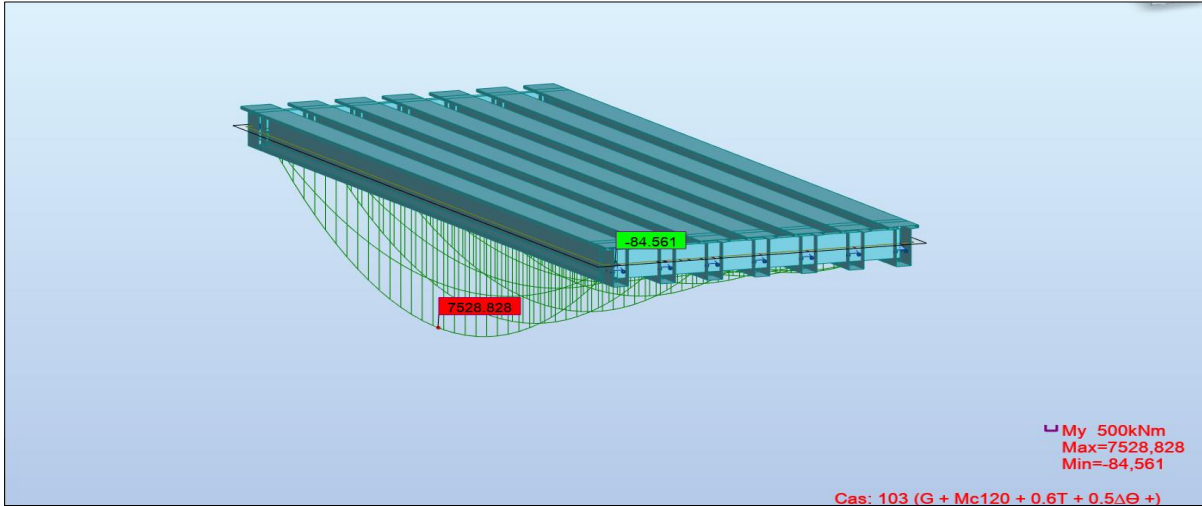
### Diagrammes des moments a l'ELS :



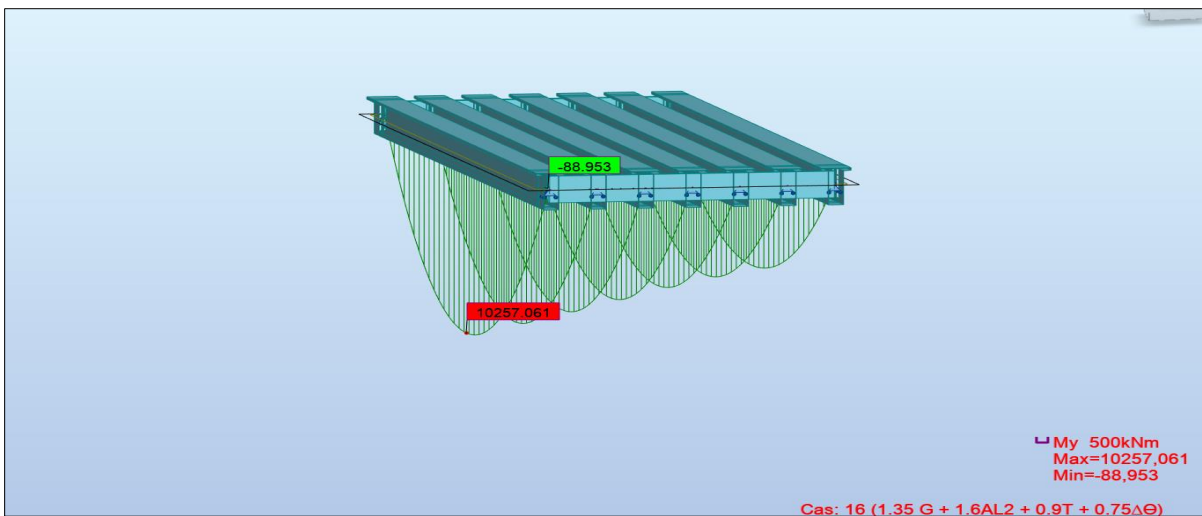
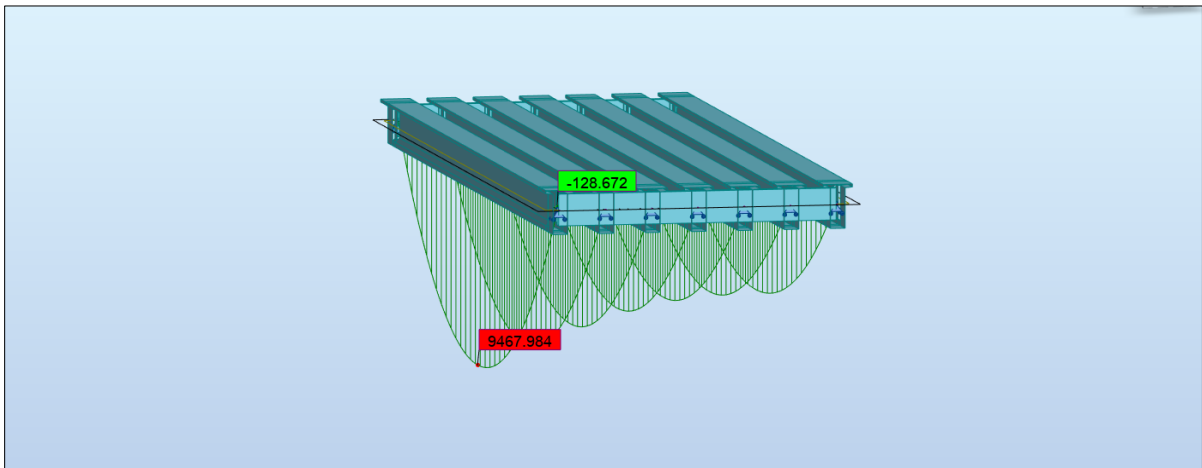
# ANNEXE C



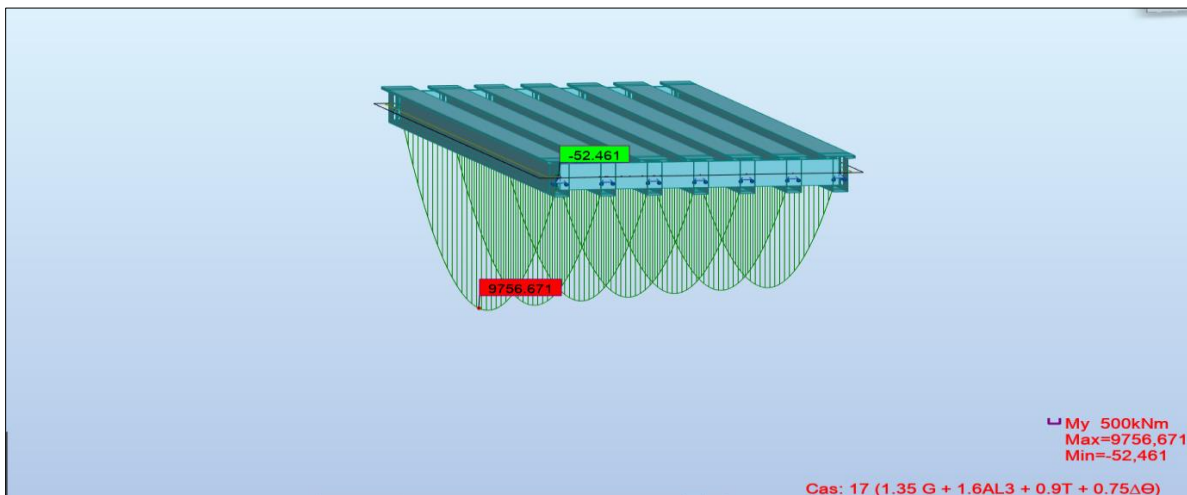
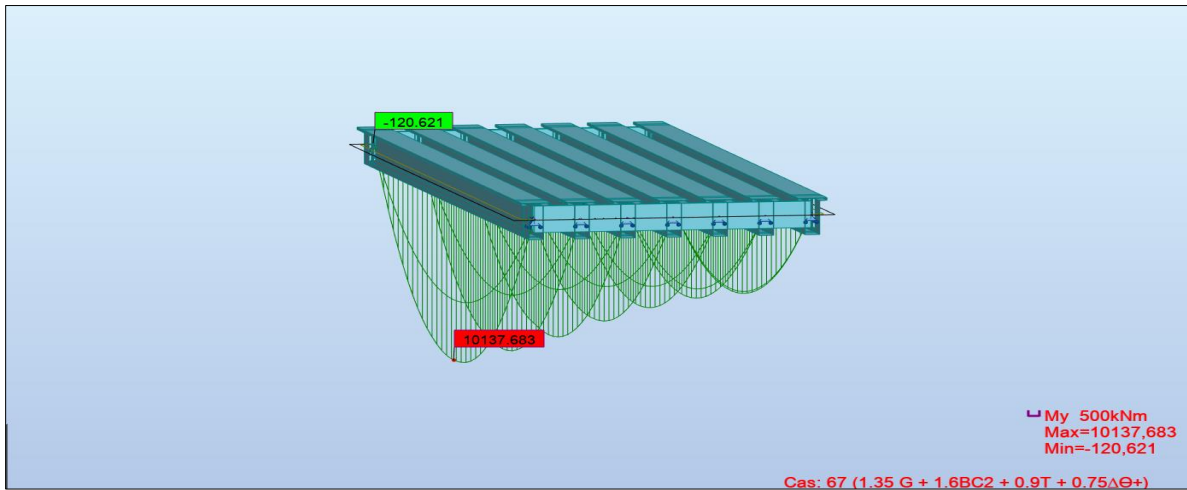
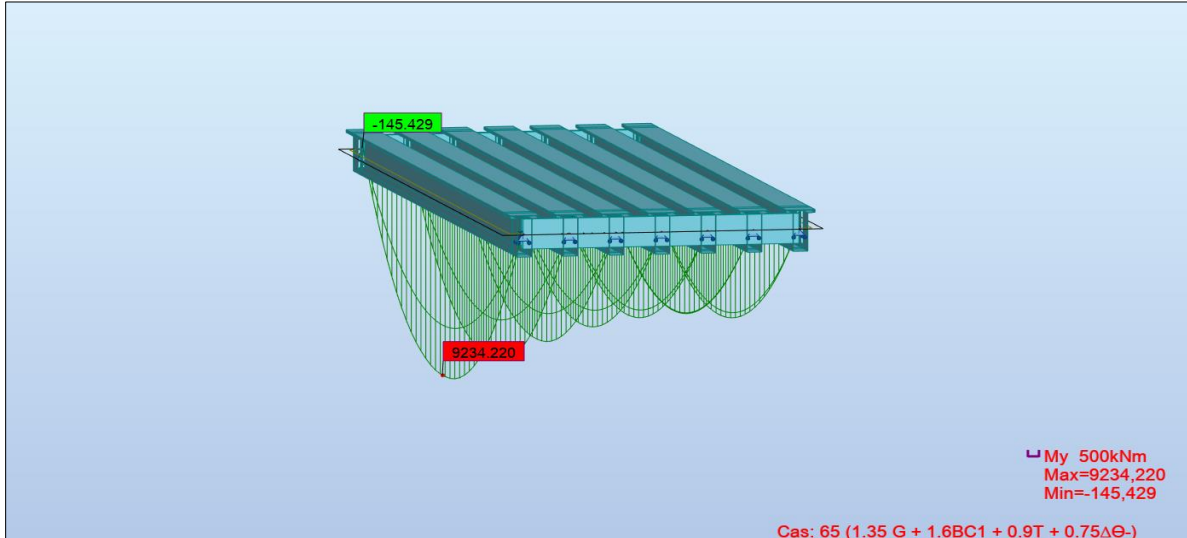
# ANNEXE C



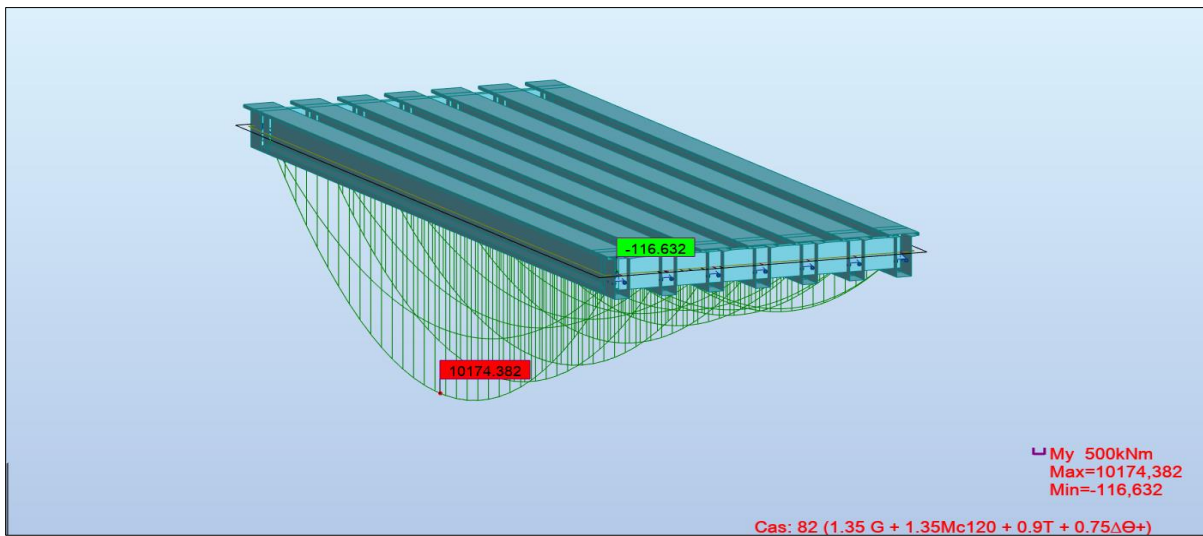
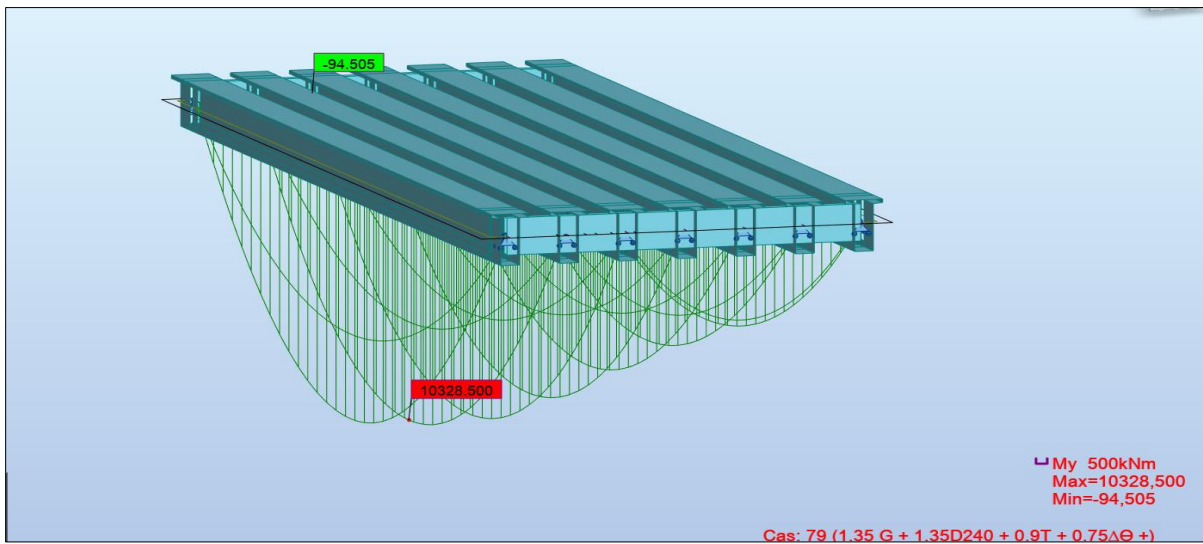
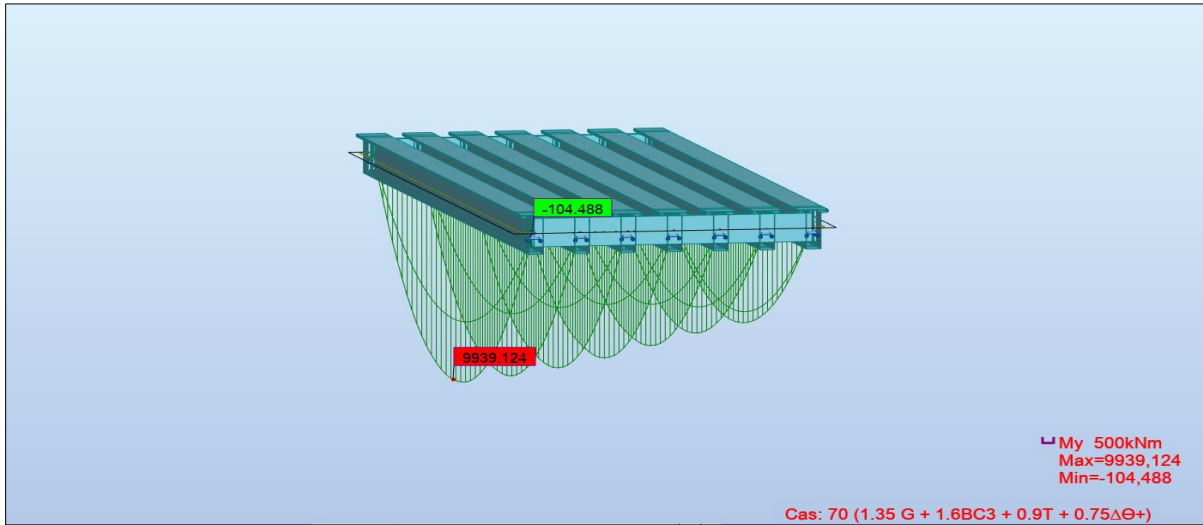
## Diagrammes des moments a l'ELU



# ANNEXE C



# ANNEXE C



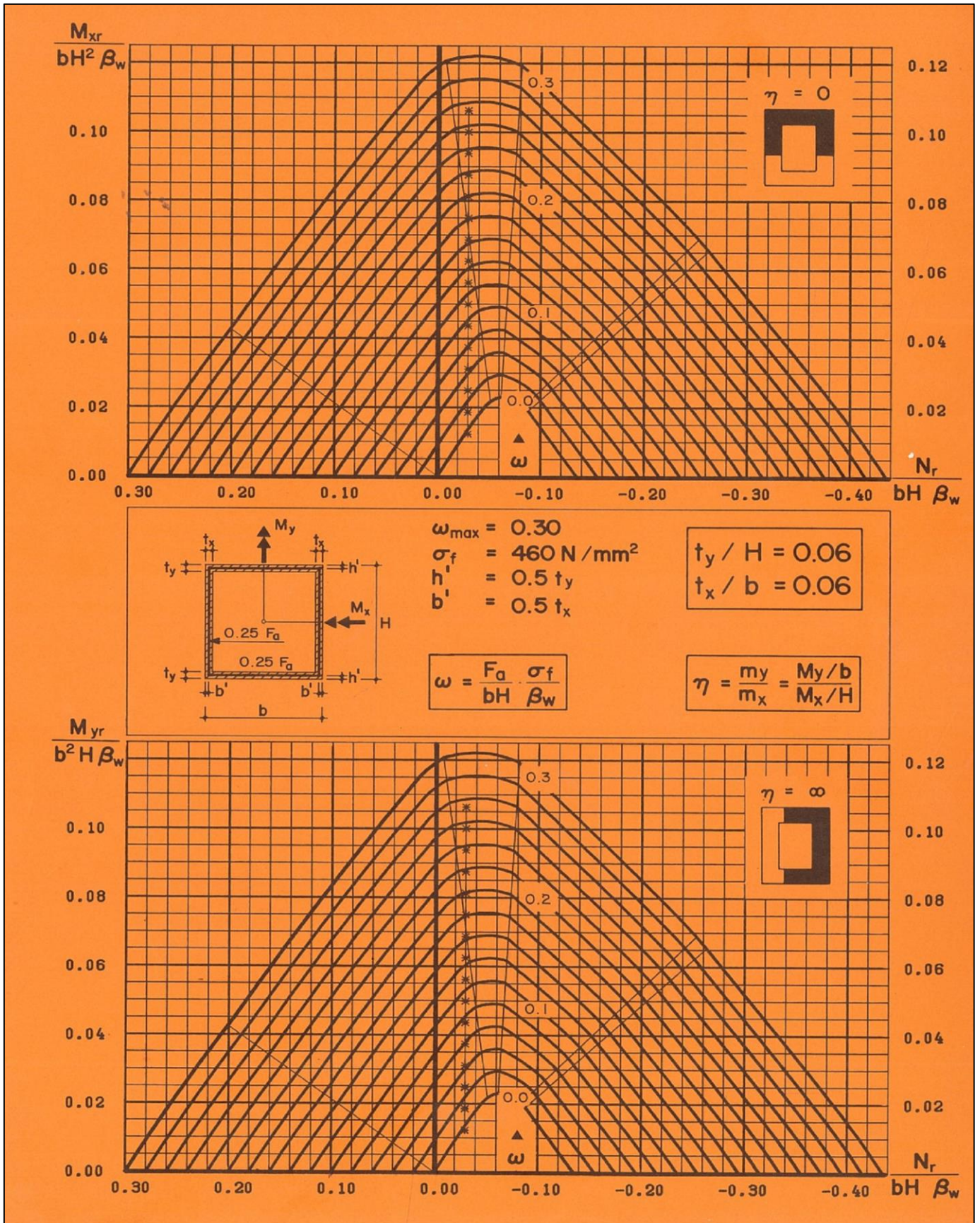


## **ANNEXE D**



ANNEXE D

« PILE »



**ANNEXE D**

**« CULEE »**

Sollicitation Désignation		Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux F <sub>h</sub> = εH*P	Efforts verticaux F <sub>v</sub> =(1±ε <sub>v</sub> ) *P (t)	Bras de Levier <v> (m)	Bras de Levier <h> (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	901.02	901.02	0	901.02	10.11	5.00	9500.19	4505.10
	cas n°2			225.255	968.59			2277.33	4842.95
	cas n°3			225.255	901.02			2277.33	4505.10
	cas n°4			225.255	833.44			2277.33	4167.20
Corbeau	cas n°1	31.80	31.80	0	31.80	9.50	6	0	190.80
	cas n°2			7.95	34.185			75.53	205.11
	cas n°3			7.95	31.80			75.53	190.80
	cas n°4			7.95	29.415			75.53	176.49
Mur frontal	cas n°1	5343.83	5343.83	0	5343.83	5.35	3.65	0	19504.97
	cas n°2			1335.95	5744.61			7147.33	20967.82
	cas n°3			1335.95	5343.83			7147.33	19504.97
	cas n°4			1335.95	4943.04			7147.33	18042.09
Mur en retour	cas n°1	2313.51	2313.51	0	2313.51	7.71	8.34	4459.29	19294.67
	cas n°2			578.377	2487.02			4459.29	20741.75
	cas n°3			578.377	2313.51			4459.29	19294.67
	cas n°4			578.377	2139.99			4459.29	17847.51
Semelle	cas n°1	7612.50	7612.50	0	7612.50	1.00	5.25	0	39965.62
	cas n°2			1903.125	8183.43			1903.125	42963.00
	cas n°3			1903.125	7612.50			1903.125	39965.62
	cas n°4			1903.125	7041.56			1903.125	368968.19
Dalle de transition	cas n°1	10140.00	10140.00	0	10140.00	10.90	7.74	0	78483.60
	cas n°2			2535	10900.50			27827.7	84369.87
	cas n°3			2535	10140.00			27827.7	78483.60
	cas n°4			2535	9379.50			27827.7	72597.33
Poids des terres sur mur	cas n°1	12467.55	12467.55	0	12467.55	6.70	6.49	0	80914.39
	cas n°2			3116.88	13402.61			20881.81	86982.93
	cas n°3			3116.88	12467.55			20881.81	80914.39
	cas n°4			3116.88	11532.48			20881.81	74845.79
Poids des surcharges	cas n°1	655.00	655.00	0	655.00	12.00	7.38	1965.00	4833.90
	cas n°2			163.75	704.12			1965.00	5196.40
	cas n°3			163.75	655.00			1965.00	4833.90
	cas n°4			163.75	605.87			1965.00	4471.32
Poussée des terres	Mur de garde grève+ Mur frontal	cas n°1	3856.93	9866.287	5.33		2584.14		
		cas n°2	5843.84				3915.37		
		cas n°3	6077.60				4071.99		
		cas n°4	6311.35				4228.60		
	Semelle	cas n°1	157.41		0.67		838.99		
		cas n°2	238.50	59389.785			1271.20		
		cas n°3	248.04				1322.05		
		cas n°4	257.58				1372.90		
Poussée des surcharges	Mur de garde grève + Mur frontal	cas n°1	519.45		4.21		2186.88		
		cas n°2	787.05				3313.48		
		cas n°3	818.53				3446.01		
		cas n°4	850.01				3578.54		
	Semelle	cas n°1	104.94		0.7		73.45		
		cas n°2	159.00				111.30		
		cas n°3	165.36				115.75		
		cas n°4	171.72				120.20		
Réaction du tablier	cas n°1	4247.55	4247.55	0	4247.55		0,7	162,421	
	cas n°2			1061.88	4566.11			177,038	
	cas n°3			1061.88	4247.55			162,421	
	cas n°4			1061.88	3928.98			147,803	

## ANNEXE D

	P (KN.m)	H (KN)	v (m)	h (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Gmax tablier	10650.42	-	-	3.40	36211.43	0.00
A(l) 4 V	1823.85	-	-	3.40	6201.09	0.00
D240	1794.69	-	-	3.40	6101.95	0.00
BC 4V	1525.38	-	-	3.40	5186.29	-
BT 4V	807	-	-	3.40	3698.08	-
MC 120	1087.67	-	-	3.40	3698.08	-
Freinage bc	-	30.00	8.70	-	-	436.04
Freinage A(l) 4v	-	15.27	8.70	-	-	576.11
Fflv (Retrait + fluage)	-	203,86	8.70	-	-	1936.53
Séisme	-	998.16	8.70	-	-	8645.89



## **ANNEXE E**



## Ferrailage de l'Hourdis Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

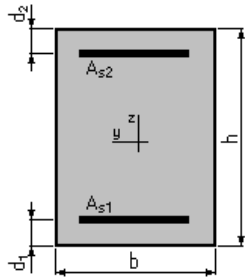
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-56,16	0,00
Etat Limite de Service	-42,10	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,47 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas :

<b>Cas ELU</b>	$M_{\max} = -56,16$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,38		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	$y = 2,6$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 19,0$	(cm)		

## ANNEXE E

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1,48$  (‰)  
Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -42,10$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00  
Position de l'axe neutre :  $y = 6,2$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 17,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 7,5$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

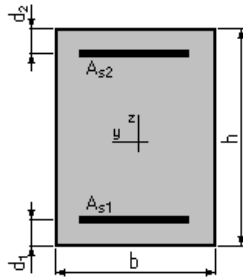
### Ferrailage de l'Hourdis Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**      **Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 25,0$  (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)	58,37	0,00
Etat Limite de Service	43,77	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,49 \text{ (\%)}\text{)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,16 \text{ (\%)}\text{)}$		

##### Analyse par Cas :

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 58,37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1,38 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 2,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 18,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1,55 \text{ (\%)}\text{)}$

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 43,77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 6,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 17,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 7,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## ENTRETOISE

### Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

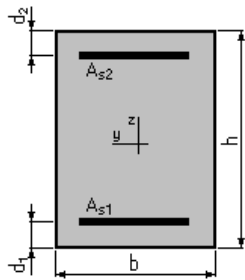
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 130,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-330,72	0,00
Etat Limite de Service	-244,98	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	A <sub>s1</sub> = 0,0 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	A <sub>s2</sub> = 8,5 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s,min</sub> = 0,0 (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

##### Analyse par Cas :

<b>Cas ELU</b>	$M_{\max} = -330,72$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)	
Coefficient de sécurité :	1,36	Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	y = 7,8 (cm)		
Bras de levier :	Z = 121,9 (cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0,66$ (‰)		

## ANNEXE E

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -244,98$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 28,6$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 115,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 4,9$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Ferrailage vertical de mur en retour Calcul de Section en Flexion Simple

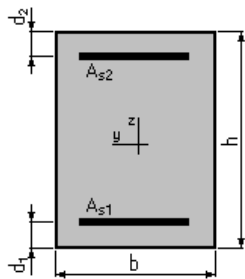
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)

$h = 70,0$  (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-336,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 22,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\text{min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas :**

**Cas ELS**     $M_{\text{max}} = -336,23 \text{ (kN*m)}$      $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 17,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 59,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s\text{lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Ferraillage horizontal de mur en retour Calcul de Section en Flexion Simple**

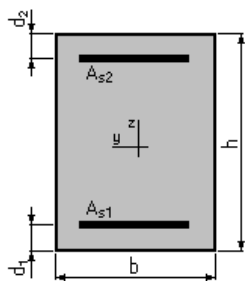
**1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$**

**Acier :  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 70,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

## ANNEXE E

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-350,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 23,8$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas :

**Cas ELS**  $M_{\max} = -350,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 18,3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 58,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,5$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du Corbeau Calcul d'une Section Comprimée

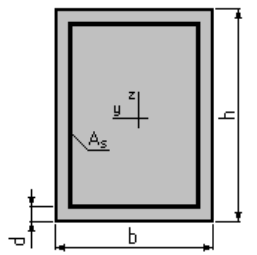
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)

$h = 40,0$  (cm)

## ANNEXE E

---

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	149,09
Etat Limite de Service	110,88
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

### 4. Résultats :

#### Résistance des Matériaux :

Section brute	$B = 4000,0$	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 333333,3$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,77$		$N_u$ (béton seul)	$= 5702,38$	(kN)

#### Béton :

$\sigma$  (ELS) = 0,3 (MPa)  
 $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

#### Acier :

Section théorique	$A_s = 11,2$	(cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 11,2$	(cm <sup>2</sup> )
Section maximum	$A_{s\max} = 200,0$	(cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 0,42$	(%)
Minimum	$\rho_{\min} = 0,28$	(%)
Maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)

## Dalle de transition Calcul de Section en Flexion Simple

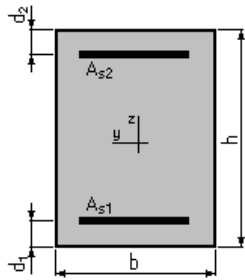
### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**



$b = 100,0 \text{ (cm)}$   
 $h = 40,0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués :**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	223,63	0,00
Etat Limite de Service	166,32	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 21,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,61 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas :**

**Cas ELU**     $M_{\max} = 223,63 \text{ (kN*m)}$      $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,33    Pivot : A  
 Position de l'axe neutre :  $y = 7,6 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier :  $Z = 31,9 \text{ (cm)}$   
 Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 2,79 \text{ (\%)}_0$   
 Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$   
 Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**     $M_{\max} = 166,32 \text{ (kN*m)}$      $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00  
 Position de l'axe neutre :  $y = 12,1 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier :  $Z = 31,0 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 8,9 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage du chevêtre Nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple

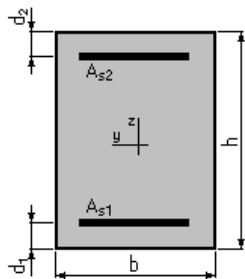
### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$$b = 280,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 155,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-10854,59	0,00
Etat Limite de Service	-8061,22	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 142,3$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,58$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas :

Cas ELU  $M_{\max} = -10854,59$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,34 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 30,7$  (cm)

## ANNEXE E

Bras de levier :  $Z = 137,7$  (cm)  
Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 2,58$  (‰)  
Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -8061,22$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00  
Position de l'axe neutre :  $y = 50,8$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 133,1$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 8,5$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

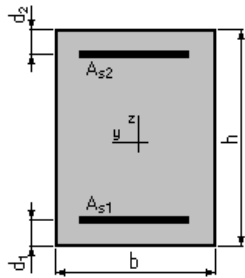
### Ferraillage du chevêtre Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 280,0$  (cm)  
 $h = 155,0$  (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)	53,16	0,00
Etat Limite de Service	39,48	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 42,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 42,0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

##### Analyse par Cas :

**Cas ELU**  $M_{\max} = 53,16$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 50,79 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 5,3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 147,9$  (cm)

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0,37$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 39,48$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 37,78

Position de l'axe neutre :  $y = 23,8$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 142,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 0,0$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 0,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

### Calcul de Section en Flexion Simple

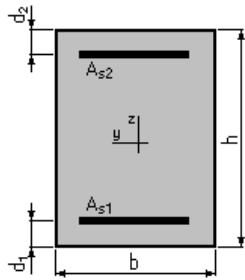
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100,0 \text{ (cm)}$   
 $h = 50,0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	203,45	0,00
Etat Limite de Service	152,18	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 14,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,33 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas :**

**Cas ELU**  $M_{max} = 203,45 \text{ (kN*m)}$   $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,36      Pivot : A  
 Position de l'axe neutre :  $y = 5,3 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier :  $Z = 42,9 \text{ (cm)}$   
 Déformation du béton :  $\epsilon_b = 1,33 \text{ (\%)}_0$   
 Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$   
 Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{max} = 152,18 \text{ (kN*m)}$   $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00  
 Position de l'axe neutre :  $y = 12,1 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier :  $Z = 41,0 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,1 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte de l'acier tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

## ANNEXE E

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Mur frontal Calcul de Section en Flexion Composée

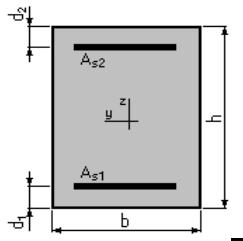
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 220,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	903,72	-1692,91
2.	ELS	711,33	-1254,81

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 22,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 22,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 44,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1100,0$ (cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

##### Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU     $N = 903,72$  (kN)     $M = -1692,91$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 2,54    Pivot : A  
Position de l'axe neutre :  $y = 23,2$  (cm)

## ANNEXE E

---

Bras de levier :  $Z = 205,7$  (cm)  
Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1,21$  (‰)  
Contrainte de l'acier :  
Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
Comprimée :  $\sigma_s' = 189,2$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 711,33 (kN)**    **M = -1254,81 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,82  
Position de l'axe neutre :  $y = 56,3$  (cm)  
Bras de levier :  $Z = 196,2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,8$  (MPa)  
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier :  
Tendue :  $\sigma_s = 15,9$  (MPa)  
Comprimée :  $\sigma_s' = 25,3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s,lim} = 250,0$  (MPa)