

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

**Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics**

**Francis Jeanson**



## **Mémoire**

**Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat**

**Filière : Travaux Publics**

**Département : Matériaux & Structures**

**Spécialité : Routes & Ouvrages d'Art**

## **Thème**

**Étude d'un pont ferroviaire en encorbellement  
successif à hauteur constante du PK107+500 au  
PK107+749 du projet de la ligne minière entre  
BOUCHEGOUF et SOUK AHRAS**

**Présenté par :**

MEKHOUKH Moussa

ASSAL Hamza

**Encadré par :**

MR. BOUZIANE Messaoud

MR. FEDGHOUCHE Ferhat

**Promotion 2023/2024**



## إهداء

إنه لمن الشرف لي أن أهدي هذا العمل المتواضع إلى أهلنا في قطاع غزة و سائر فلسطين ، كعربون محبة لهم وتأكيذا على مدى تعلقنا بهم .

إلى صاحب مقولة " لا سمح الله " وإلى من قال : " هذا مصير جنركم عندما يدخلون أنفاقنا " ، سينصرنا الله ولو بعد حين .

أتقدم بهذا العمل لأبي " سالم " الذي قدم كل شيء لأصل لهذه المرتبة اليوم ، أنت حقا ، الضوء الساطع عندما تظلم حياتي .

ها هو اليوم إبنك يا نور العين يقدم لك هذا العمل إجلالا وإحتراما و تقديرا لما قدمته من أجلي ، إلى أفضل أم في الكون .

لا يفوتني طبعاً أن أذكر إخوتي البشير ومحمد وأختاي الغاليتين ، لكم الحظ الأوفر في وصولي لهذا المكان فلطالما كنتم سندا لي .

إنه حقا لمن المحزن أن أنكركما وأنتما تحت التراب ، إلى جدي عاشور وجدتي رحمة الله عليهما يشهد الله أنني لم ولن أنساكما يوما ، كذلك إلى عمتي رحمة الله عليها التي كانت سندا وعونا لي.

أهدي هذا العمل إلى كل عائلة **مخوخ** على رأسهم أعمامي رحمهم الله و أخوالي و جدي و جدتي من أمي وكدا عماتي و خالاتي .

لأصدقائي كل واحد باسمه ولأخي في الرضاعة كمال بداش أنتم نعم الناس الذين عرفتهم في حياتي وصادقتكم شرف أدعو الله أن يديمها علينا أمدا طويلا.

هذا العمل أهديه كذلك لأناس ساعدونا بدون مقابل وإنما لثقتهم في شخصنا شكرا لكم حقا ، لأهل قريتي قرية **تفرق** نعم الناس أنتم ولكم الحق علي اليوم في ذكركم ها هنا .

إلى زميلي في هذا العمل **عسال حمزة** ولكل عائلته الكريمة ، كنت خير صديق منذ عرفتك أسأل الله أن يحميك وييسر عليك حياتك .

سينتصر الأقصى بإذن الله ونرى في الصهاينة ما يشفي قلوبنا ولو بعد حين .

مخوخ موسى

الأقصى قضية كل مسلم

# إهداء

اهدي هذا العمل الى

## امي الغالية

رغم ثراء اللغة العربية بأكثر مصطلحات الامتان، الا انني لم أجد تعبيراً بليغاً لكي اعبر عن شكري وتقديري لكي واوفيك حقك فبفضلك هانت جميع صعوبات الحياة ودائماً ما كانت نصائحك زادا كافي للمضي قدما الى الامام، أدين لك بما انا عليه اليوم ومساكون عليه غدا ان شاء الله وسأبذل قصارى جهدي لأكون فخرك الدائم، اسأل الله العلي القدير ان يحفظك، ويرزقك الصحة والسعادة وراحة البال، وان أكون باراً بك.

## ابي : عسال حبيب

الى والدي العزيز الذي هو بمثابة الحصن الداعم لي الذي سهر على تربيته، ومنحني كل الرعاية اللازمة لأصبح ما أنا عليه اليوم، وكنت دائماً محفزا لمواصلة دراستي ومشجعا لي، نسأل الله العلي العظيم ان يبارك لك في عمرك وان يرزقك الصحة والعافية.

الى : جميع اخوتي ( فيصل، معمر، محمد ويونس) وكذلك اختي (زوجة اخي)

شكرا على كل ما قدمتموه لي، انكم أفضل سند.

الى جميع عائلتي الكبيرة من جهة الاب والام.

الى زميلي وأخي : موسى مخوخ

حقا كنت خير زميل وأفضل شريك بخلقك وحسن معاملتك العفوية، وشكرا على كل اللحظات التي قضيناها معا.

اهدي هذا العمل لكل اصدقائي الاعزاء .

عسال حمزة

## شكر و عرفان

الحمد لله والصلاة والسلام على رسول الله - صلى الله عليه وسلم -

الحمد لله الذي وفقنا لإتمام هذا العمل حمدا طيبا مباركا يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه .

نود من خلال هذه الكلمات المتواضعة أن نتقدم بالشكر الجزيل إلى كل من ساهم في انجاز

هذا العمل بداية بالسيد المشرفه بوزيان مسعود على كامل جهوده وتوجيهاته وصبره طوال هذه

الفترة، وكذا أن نعبر عن شكرنا الصادق للمشرفه المشارك السيد فدحوش فراحه الذي قاسمنا

خبرته وكفائه في الميدان .

لا يفوتنا كذلك التقدم بخالص الشكر وأسمى عبارات الإمتنان إلى السيد قرفي موسى .

ونوجه أسمى عبارات التقدير والإحترام لهيئة التدريس والإدارة وأعضاء لجنة المناقشة في

المدرسة على ثراء علمهم وجودة تعليمهم .

إلى كل من ساعدنا من قريبه كان أم من بعيد العائلة وعلى رأسهم آباءنا وأمهاتنا وإخوتنا

وكذا الأصدقاء شكرا لكم جميعا .

## ملخص

يهدف التحصيل العلمي ودمج المعرفة النظرية المكتسبة خلال فترة الدراسة ، قمنا بإنجاز دراسة جسر السكة الحديدية للجهة الشرقية الذي يقع في النقطة الكيلومترية 500 + 107 بطول يمتد على 249 متر، الرابط بين بوشقوف وسوق أهراس .

تبدأ هذه المذكرة بتقديم ملخص حول جسر الصندوق ذي الارتفاع الثابت ، ثم عرض المشروع الذي تمت دراسته ، وكذا التطرق إلى التصميم الأولي العام لعناصر الجسر، بالإضافة إلى نظريات الحساب ، يليها تطبيق الحمولات والحمولات الزائدة التي سيخضع لها السطح مصحوبة بدراسة البنية التحتية (الأرصعة والدعامات ) وحساب سابقة الاجهاد، مروراً بالدراسة الزلزالية وذلك باستعمال برامج الحساب التي تتمثل في : " Robot Autodesk Structural Analysis " و " MIDAS Civil " نسخة طالب .

**الكلمات المفتاحية :** جسر الصندوق، السطح , سابقة الاجهاد .

## Résumé

Dans le but d'apprendre et d'intégrer les connaissances théoriques acquises pendant la période d'étude, nous avons réalisé l'étude d'un pont ferroviaire du côté EST , situé au PK 107+500 d'une longueur de 249 mètres, le lien entre BOUCHGOUF et SOUK AHRAS.

Ce projet de fin d'études commence par un résumé du pont en caisson à hauteur constante puis une présentation de projet , Ensuite nous avons abordé le prédimensionnement des éléments du pont en plus Les hypothèses de calcul, suivie par l'application de charges et de surcharges dans le tablier subira l'étude des infrastructures (culée et piles) et précontrainte et l'étude sismique à l'aide du logiciel de calcul « Robot Autodesk Robot Structural Analysais et MIDAS Civil version étudiant » .

**Mots-clés :** pont caisson, tablier, précontrainte.

## Abstract

To learn and integrate the theoretical knowledge acquired during the study period, we completed the study of the railway bridge on the east side, located at PK 107+500 with a length of 249 meters, connecting BOUCHGOUF and SOUKAHRAS.

This final year project begins with a summary of the box girder bridge with constant height, followed by a project presentation. Next, we addressed the general design of the bridge elements, including the calculation assumptions, the application of loads and overloads on the deck, and the study of the infrastructure (abutments and piers), prestressing, and seismic analysis using the "Autodesk Robot Structural Analysis Student Version" and "MIDAS Civil" software.

**Keywords:** box girder bridge, deck, prestressing.

## LISTE DES ABREVIATIONS

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**CCP** : Complément des charges permanentes.

**BAEL** : Béton armé aux Etats limites.

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

**VSP** : Voussoir sur pile.

**12T15s** : Douze (12) torons de quinze (15) fils.

**19T15s** : Dix-neuf (19) torons de quinze (15) fils.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

$f_{cmax}$  : Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.

$f_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie.

$f_{peg}$  : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

$\sigma_{sup}$  : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\sigma_{inf}$  : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible.

$\overline{\sigma}_{bt}$  : Contrainte de traction admissible.

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures.

**Xr** : Centre de rigidité.

**M<sub>p</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

**H<sub>T</sub>** : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**H<sub>fl</sub>** : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du fluage.

**H<sub>r</sub>** : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait.

$\Delta P$  : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

**ELA** : Etats Limites Accidentelle

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : Présentation de projet

Figure I.1: La ligne minière Annaba Djebel Onk.....	3
Figure I.2: Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire .....	4
Figure I.3 : Axe en plan de la voie portée. ....	5
Figure I.4 : Profil en long de la voie portée. ....	5
Figure I.5 : Profil en travers de la voie portée.....	6
Figure I.6 : carte de zonage sismique de l'Algérie « Référence RPOA 2008 » .....	7
Figure I.7 : La température moyenne maximale et minimale à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark .....	8
Figure I.8 : La quantité de pluie moyenne à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark ...	9
Figure I.9: La vitesse moyenne du vent à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark .....	9

### CHAPITRE II : Prédimensionnement des différentes éléments d'Ouvrage

Figure II.1: Prédimensionnement longitudinal.....	13
Figure II.2: Découpage des voussoirs. ....	14
Figure II.3: Notation des dimensions. ....	14

### CHAPITRE III: hypothèses de calcul

Figure III.1 : diagramme déformations $\epsilon_b$ contraintes $\sigma_b$ du béton.....	18
Figure III.2 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	20

### CHAPITRE IV : Application des charges et surcharges ferroviaire

Figure IV.1 : Numérotation des voussoirs . ....	21
Figure IV.2 : Numérotation des éléments de complément des charges permanentes .....	22
Figure IV.3 : graphe de la variation de température en fonction de type du tablier .....	24
Figure IV. 4 : Modèle de charges « UIC71 » .....	25
Figure IV.5: Modèle de charges « SW/0 ».....	26
Figure IV.6 : Modèle de charges « SW/2 » .....	26
Figure IV.7 : Répartition de charge sur une bande longitudinale $a_2$ .....	27
Figure IV.8 : Charge équivalente $qA1d$ .....	30
Figure IV.9 : Charge équivalente $qA2d$ .....	31

### CHAPITRE V : Etude longitudinale de tablier

Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau .....	34
Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.....	37
Figure V.3 : Situation accidentelle à considéré.....	37
Figure V.4 : Schéma du clouage sur pile par des câbles.....	38
Figure V.5 : Géométrie du système de clouage. ....	38
Figure V.6 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction. ....	41
Figure V.7 : Tracé des câbles de clouage.....	41
Figure V.8 : Modèle de calcul.....	43
Figure V.9 : $M_{max}$ à l'ELS ( T54 ).....	43
Figure V.10: $T_{max}$ à l'ELS ( T37 ). ....	44
Figure V. 11: $M_{max}$ à l'ELU (T46).....	44
Figure V.12 : $T_{max}$ à l'ELU (T46).....	45

### CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte

Figure VI.1 : Disposition enrobage des câbles.....	49
Figure VI.2 : Espacement des câbles. ....	49
Figure VI.3 : Disposition des ancrages selon Freyssinet. ....	50
Figure VI.4 : Disposition des câbles de fléau et position des ancrages. ....	51
Figure VI.5 : Tracée en plan des câbles de fléau. ....	52
Figure VI.6: Tracée en élévation des câbles de fléau.....	53
Figure VI.7: Tracé en plan .....	54

Figure VI.8 : tracé en élévation.....	55
Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.....	55
Figure VI.10 : Schéma illustratif de cas 1 seule pente.....	56
Figure VI.11: Schéma illustratif de cas de 2 pentes.....	57
Figure VI.12 : Disposition des câbles de continuité de travée principale.....	61
Figure VI.13 : Tracée en plan et élévation des câbles de continuité de travée principale. ....	62
Figure VI.14: Disposition des câbles de continuité de travée de rive.....	63
Figure VI.15: Tracée en plan et élévation des câbles de continuité de travée principale. ....	64
Figure VI.16: Diagramme des contraintes.....	65
<b>CHAPITRE VII : Etude transversal</b>	
Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir modélisé sur logiciel .....	70
Figure VII.2 : Sections à justifier selon le guide SETRA .....	71
Figure VII. 3 : Ferrailage du voussoir courant .....	74
<b>CHAPITRE VIII : Etude sismique et équipement du pont</b>	
Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	75
Figure VIII.2 : Ferrailage de dés D'appuis (cas de la culée).....	82
Figure VIII.3 : Ferrailage de dés D'appuis (cas de la pile).....	82
Figure VIII.4: Joint garde ballast.....	83
Figure VIII.5: appareil de dilatation.....	84
Figure VIII.6: Angle balayé en plan par la tangente à l'axe.....	86
Figure VIII.7: Modèle de calcul multimodal.....	86
Figure VIII.8: Spectre de réponse horizontale Sae/g.....	87
<b>CHAPITRE IX : Etude d'infrastructure</b>	
Figure IX.1: Dimensions de la pile la plus haute .....	90
Figure IX. 2: Abaque de WALTHER pour $\eta = 2$ .....	93
Figure IX.3 : Abaque de WALTHER pour $\eta = \infty$ .....	93
Figure IX.4: Pourcentage géométrique d'armature.....	94
Figure IX.5 : ferrailage longitudinale de la pile.....	96
Figure IX.6 : Ferrailage transversale de la pile.....	96
Figure IX.7 : Pré-dimensionnement de la culée.....	98
Figure IX.8 : Poussées des terres du au mur garde-grève, mur frontal et la semelle.....	99
Figure IX.9 : Poussée d'une charge locale située en arrière du mur.....	103
Figure IX. 10: Les moments <b><i>MXX</i></b> sur le mur en retour avec le logiciel.....	104
Figure IX.11 : Les moments <b><i>MY Y</i></b> sur le mur en retour avec le logiciel.....	104
Figure IX. 12: Ferrailage de la culée.....	107
Figure IX.13 : vue en 3D de la modélisation de la semelle et les pieux sous pile.....	109

## LISTE DE TABLEAUX

### CHAPITRE I : Présentation de projet

Tableau I.1 : les groupes de pont.....	7
Tableau I.2 : tableau de coefficient d'accélération de la zone A .	7
Tableau I.3: Caractéristiques géotechniques des sites .	10
Tableau I.4 : Les résultats de l'essai pressiométrique.....	11

### CHAPITRE II : Prédimensionnement des différentes éléments d'Ouvrage

Tableau II.1 : Implantation des appuis de la variante .....	12
Tableau II.2 : Récapitulation des différents types de voussoirs.....	14
Tableau II. 3: Récapitulation du pré-dimensionnement transversale.....	15

### CHAPITRE III : hypothèses de calcul

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton. ....	17
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton. ....	18
Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. ....	19
Tableau III.4: Caractéristiques des armatures utilisées en post-tension.....	19

### CHAPITRE IV : Application des charges et surcharges ferroviaire

Tableau IV.1 : Evaluation des compléments de charges permanentes .....	23
Tableau IV.2 : Les valeurs caractéristiques de gradient thermique .....	25
Tableau IV.3: Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges .....	29
Tableau IV.4 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage .....	30
Tableau IV. 5 : Les groupes de charges. ....	32
Tableau IV.6 : Groupe des charges dans notre cas .....	33

### CHAPITRE V : Etude longitudinale de tablier

Tableau V.1 : évaluation du poids propre de chaque phase .....	35
Tableau V.2 : évaluation Des efforts max.....	37
Tableau V.3 : calcul de nombre de câbles de clouage. ....	40
Tableau V.4 : valeurs limites de contrainte de compression.....	40

### CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section. ....	47
Tableau VI. 2: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. ....	49
Tableau VI.3 : Distance a et b. ....	51
Tableau VI.4: L'allure de tracé en plan des câbles de fléau. ....	54
Tableau VI.5: L'allure de tracé en élévation des câbles de fléau.....	54
Tableau VI.6 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.....	59
Tableau VI.7: Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P2-P3. ....	61
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.....	61
Tableau VI.9:L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale. ....	61
Tableau VI.10 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée de riveC1-P1.....	63
Tableau VI. 11 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.....	64
Tableau VI.12: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.....	64

### CHAPITRE VII : Etude transversal

Tableau VII.1 : Moments extrêmes dans le voussoir courant .	72
Tableau VII.2: Ferrailage passive de voussoir courant .....	73

### CHAPITRE VIII : Etude sismique et équipement du pont

Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.....	76
Tableau VIII.2: Récapitulatif des calculs.....	77
Tableau VIII. 3: Les déplacements horizontaux et Efforts horizontaux dus au tablier.....	78
Tableau VIII.4 : Récapitulatif des calculs de distorsion et distorsion critique. ....	80
Tableau VIII.5 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. ....	85
Tableau VIII.6 : Modes propres. ....	87

## **CHAPITRE IX : Etude d'infrastructure**

Tableau IX.1: Implantation et hauteurs des piles .....	89
Tableau IX.2: Evaluation des efforts des piles à l'ELU .....	90
Tableau IX.3 : Evaluation des efforts des piles à l'ELS .....	91
Tableau IX. 4: Evaluation des efforts des piles à l'ELA .....	91
Tableau IX.5 : Résumé de ferrailage de la pile 03 .....	94
Tableau IX.6 : Ferrailage du sommier de la pile 03.....	95
Tableau IX.7 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. ....	97
Tableau IX.8 : Evaluations des efforts de la culée. ....	100
Tableau IX.9 : Sollicitations sur le mur frontal.....	101
Tableau IX.10 : Sollicitations sur le mur garde grève.....	102
Tableau IX.11 : la sollicitation du corbeau avant.....	105
Tableau IX. 12Nombre de pieux sous la semelle .....	108
Tableau IX. 13: Les dimensions de la semelle .....	109
Tableau IX. 14: Les moments <b>M<sub>xx</sub></b> et <b>M<sub>yy</sub></b> .....	110

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>3</b>
I.1. INTRODUCTION .....	3
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	3
I.2.1 Objectif du projet .....	3
I.2.2. Situation du site .....	4
I.2.3. Obstacle franchi.....	4
I.3. LES DONNEES DU PROJET .....	4
I.3.1. Les données fonctionnelles .....	4
I.3.2. Les données naturelles .....	6
I.4. CONCLUSION .....	11
<b>CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT .....</b>	<b>12</b>
II.1.INTRODUCTION.....	12
II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT LONGITUDINAL.....	12
II.3. DECOUPAGE DES VOUSOIRS .....	13
II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT TRANSVERSALE.....	14
II.5. CONCLUSION .....	15
<b>CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL.....</b>	<b>17</b>
III.1. INTRODUCTION .....	17
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	17
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	17
III.3.1. Béton.....	17
III.3.2. Aciers.....	18
III.4 : CONCLUSION.....	20
<b>CHAPITRE IV : APPLICATION DES CHARGES ET SURCHARGES FERROVIAIRE.....</b>	<b>21</b>
IV.1. INTRODUCTION .....	21
IV.2. PRESENTATION DU TRAFIC FERROVIAIRE .....	21
IV.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE .....	21
IV.3.1. Les charges permanentes ( hors trafic ) :.....	21
IV.3.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire ( d'exploitation ) :.....	25
IV.3.3. Chargements verticaux .....	26
IV.3.4. Pose de la voie ballastée .....	27
IV.3.5. Effet dynamique .....	27
IV.3.6. Forces horizontales.....	28

IV.3.7. Action accidentelle et sismique .....	30
IV.6.2. . Charges sismiques .....	31
IV.4. GROUPES DES CHARGES .....	31
IV.5. CONCLUSION.....	33
<b>CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE DE TABLIER .....</b>	<b>34</b>
V.1. INTRODUCTION .....	34
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION .....	34
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau.....	34
V.2.2. Charges à prendre en compte.....	34
V.2.3. Combinaison d'action.....	36
V.2.4. Evaluation de efforts.....	37
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte .....	38
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	41
V.3.1. Combinaisons d'action .....	41
V.3. MODELISATION .....	42
V.4. CONCLUSION .....	45
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTES.....</b>	<b>46</b>
VI.1. INTRODUCTION .....	46
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DE FLEAU .....	46
VI.2.1. Détermination du nombre de câbles de fléau .....	46
VI.2.2. Vérification des contrainte normale .....	48
VI.2.3. Disposition enrobage des câbles.....	49
VI.2.4. Disposition des encrages .....	50
VI.2.5. Trace des câbles en plan.....	51
VI.2.6. Trace des câbles en élévation .....	52
VI.2.6. Résultat .....	53
VI.2.6. Évaluation les pertes de précontraintes .....	55
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DE CONTINUE .....	59
VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale.....	60
VI.3.2.Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale de rive...	63
VI.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	65
VI.3.1.Vérification des contraintes en phase de service.....	65
VI.3.1. Armatures des zones tendues .....	65
VI.3.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	66
VI.4. CONCLUSION.....	69
<b>CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE .....</b>	<b>70</b>
VII.1. INTRODUCTION.....	70
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX .....	70

VII.2.1. Modélisation.....	70
VII.2.2. Evaluation des sollicitations.....	71
VII.2.2. Résultats .....	71
VII.3. FERRAILLAGE.....	72
VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieure pour la section S3.....	72
VII.3.2. Ferrailage passif de voussoir courant :.....	73
VII.4. CONCLUSION : .....	74
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU PONT ....</b>	<b>75</b>
VIII.1. INTRODUCTION .....	75
VIII.2. APPAREIL D'APPUI.....	75
VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui .....	75
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis .....	76
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	76
VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes.....	77
VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux .....	77
VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement.....	78
VIII.3. DES D'APPUIS .....	80
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée .....	80
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée .....	81
VIII.4. JOINT SOUS BALLAST .....	82
VIII.4.1. Calcul du souffle.....	83
VIII.5. APPAREIL DE DILATATION .....	83
VIII.6. ETUDE SISMIQUE.....	84
VIII.6.1 Introduction.....	84
VIII.6.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	84
VIII.6.3. Evaluation de la raideur totale K .....	84
VII.6.4. Méthode de calcul .....	85
VIII.6.4.1. Méthode monomodale .....	85
VIII.7. CONCLUSION .....	88
<b>CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>89</b>
IX.1. INTRODUCTION : .....	89
IX.2. ETUDE DE LA PILE : .....	89
IX.2.1. Conception de la pile :.....	89
IX.2.2. Evaluation des efforts agissant sur les piles : .....	90
IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile la plus haute ( la pile 3 ) vis-à-vis le flambement : .....	91
IX.2.4. Calcul du ferrailage : .....	92
IX.3. ETUDE DE LA CULEE.....	96
IX.3.1. Choix du type de culée .....	97

IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée .....	97
IX.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée : .....	98
IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée .....	100
IX.4. ETUDE DES FONDATIONS .....	108
IX.4.1 Calcul du nombre des pieux .....	108
IX.4.2 Etude de la semelle : .....	108
IX.4.3 : Ferrailage de la semelle sous la pile : .....	109
IX.5. CONCLUSION.....	110
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>111</b>

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

**ANNEXE A : Résultats des essais géotechniques**

**ANNEXE B : Diagramme des effort interne**

**ANNEXE C : Tableaux de calcul**

**ANNEXE D :Ferrailage**



# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une structure de grande importance qui permet de franchir des obstacles naturelle ( vallée , cours d'eau , ... etc ) ou artificiels ( une route , une voie ferrée , ... etc ) ou destinés à offrir du service à des usagers.

On distingue les différents types d'ouvrages suivant :

- **ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions quelques mètres.
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur généralement par rapport à la brèche , constitué de nombreuses travées .
- **Passerelle** : pont léger destiné aux piétons , cycliste ...etc.

On peut classer les ponts selon :

- **le matériau utilisé** : pont en bois , en maçonnerie , en acier , en béton, en béton précontrainte , mixte , ... etc.
- **la nature de la voie portée** : pont-route , pont-rail , pont-canal , ... etc.
- **la structure** : pont à poutres , pont-dalle , pont arc , pont-cadre , pont suspendu , pont caisson , pont à hauban , ... etc.
- **la forme** : pont droit , pont biais , pont courbe .
- **Leur mode d'exécution** : pont réalisé par encorbellement , par poussage , sur cintre , par rotation , par ripage , ... etc.

Un pont ferroviaire ou pont-rail est une structure permettant le passage des trains au-dessus d'obstacles tels que des rivières , des routes ou d'autres voies ferrées . il est conçu pour supporter le poids des trains et distribue efficacement les charges sur ces piliers et sa structure pour assurer la sécurité et la stabilité du passage.

Le pont ferroviaire est bien plus qu'une simple structure en acier et en béton , c'est une étape importante dans l'histoire de l'ingénierie et un symbole de progrès et de connexions . au fil des années , cet imposant pont à été témoin d'innombrables histoires et a joué un rôle crucial dans le développement des réseaux de transport.

Dans le cadre du développement économique , L'Algérie a lancé un programme national pour la réalisation d'un projet de doublement de la voie ferrée dans le but d'élargir le réseau de transport pour les personnes et les marchandises . La priorité absolue sera accordée au projet de transport du phosphate vers le port d'Annaba sur une distance de 280 km , ainsi qu'au projet

de liaison ferroviaire entre la mine de Ghar Djebilet et Béchar sur une distance dépassant les 800 km pour le transport du fer .

Ce programme comprend plusieurs ouvrages d'art avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation , un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre d'améliorer nos connaissances.

Notre projet de fin d'étude commence par un introduction générale et se termine par une conclusion générale , et contient neuf chapitres réparties comme suit :

- ♦ Le premier chapitre : présentation du projet.
- ♦ Le deuxième chapitre : prédimensionnement des différents éléments d'ouvrage.
- ♦ Le troisième chapitre : hypothèses de calcul.
- ♦ Le quatrième chapitre : application des charges et surcharges ferroviaire.
- ♦ Le cinquième chapitre : étude longitudinale de tablier.
- ♦ Le sixième chapitre : étude de la précontrainte.
- ♦ Le septième chapitre : étude transversale.
- ♦ Le huitième chapitre : étude sismique et équipement du pont.
- ♦ Le neuvième chapitre : étude de l'infrastructure.



**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DU PROJET**

## I.1. INTRODUCTION

La création d'un pont doit répondre à diverses exigences afin de garantir son utilité pour les usagers. Ces exigences se divisent en deux catégories : les exigences fonctionnelles, qui assurent la capacité du pont à remplir sa fonction, et les exigences naturelles qui englobent tous les éléments environnementaux influençant sa conception. . Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.2.1 Objectif du projet

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un pont ferroviaire, il fait partie d'un grand projet de modernisation de la ligne minière EST (Annaba /Tébessa) dans son lot N° 05, section 02 " Bouchegouf - Oued Kebrit " tronçon 01 " Bouchegouf – Souk Ahres " sur 77 Km. Une fois les travaux achevés, ce grand projet permettra le transfert de plusieurs millions de tonnes de phosphate par an depuis les gisements de Djebel Onk et Bled Hedba jusqu'à l'usine de transformation d'Oued Kebrit (Souk Ahras), avant leur exportation depuis le port d'Annaba.

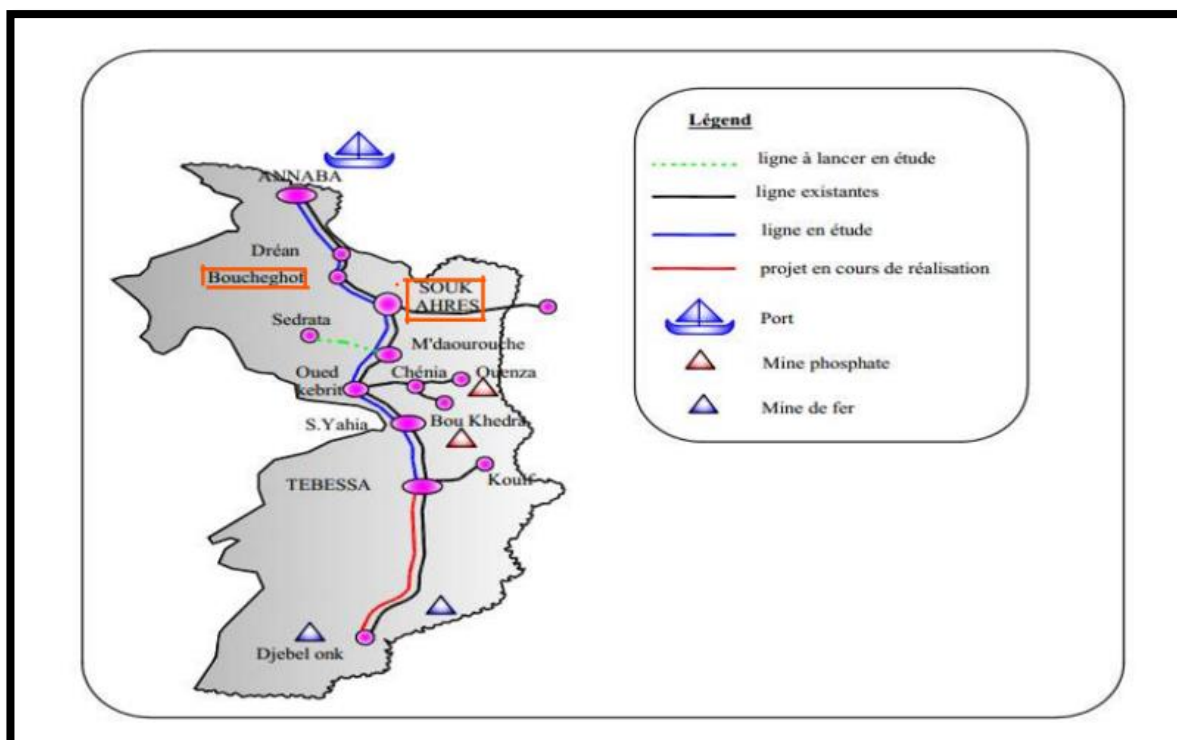


Figure I.1: La ligne minière Annaba Djebel Onk.

### I.2.2. Situation du site

L'étendu de l'ouvrage projeté portant la ligne minière entre le PK 107+500 et le PK 107+749 est placé au niveau du tronçon séparant Bouchegouf et Souk Ahras .

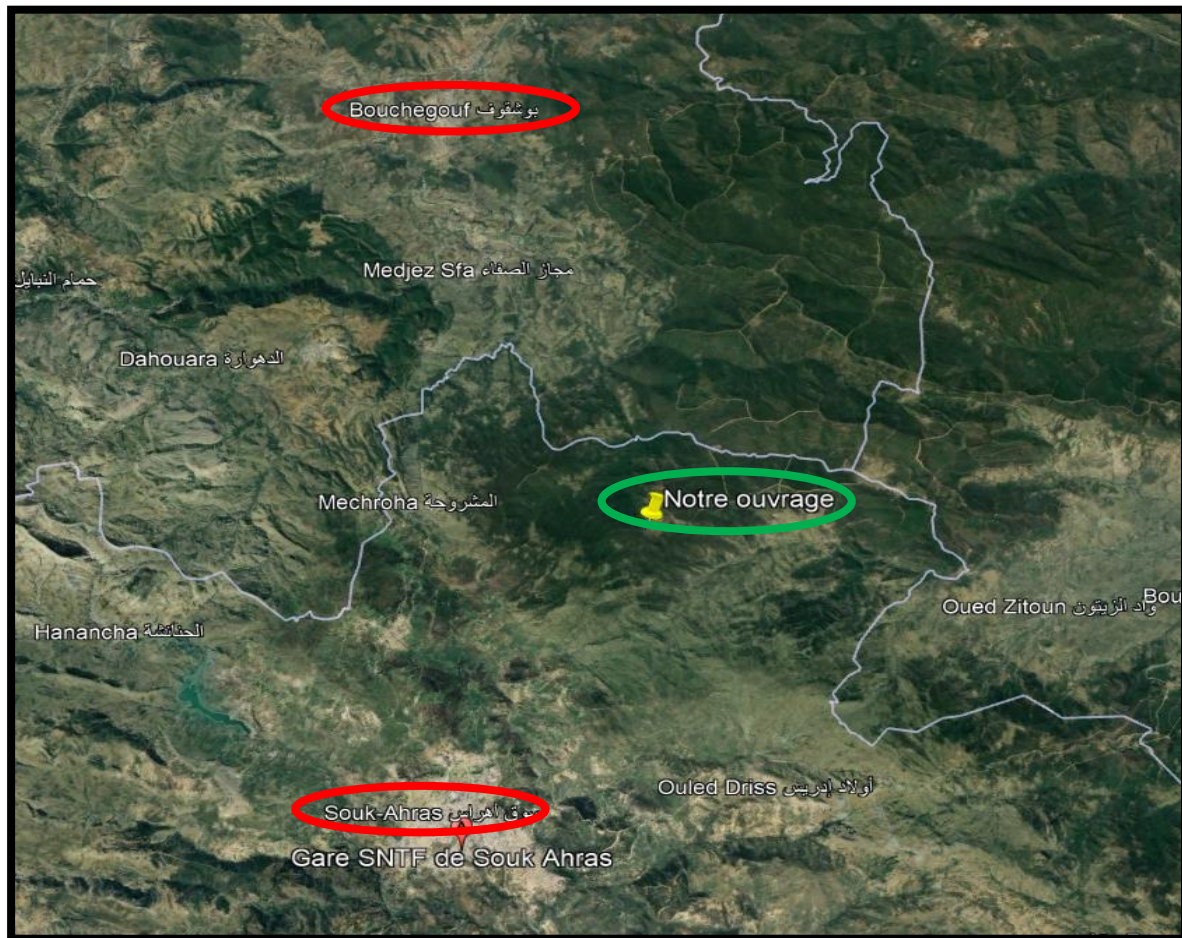


Figure I.2: Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire .

### I.2.3. Obstacle franchi

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé de hauteur maximale entre la voie et le point plus bas de la vallée est d'environ 23,0 m.

## I.3. LES DONNEES DU PROJET

### I.3.1. Les données fonctionnelles

ces données se divisent en deux catégories :

- ♦ Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- ♦ Données relatives à l'obstacle franchi.

### I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont courbé de rayon de 400 mètres, d'une longueur totale de 249 m .

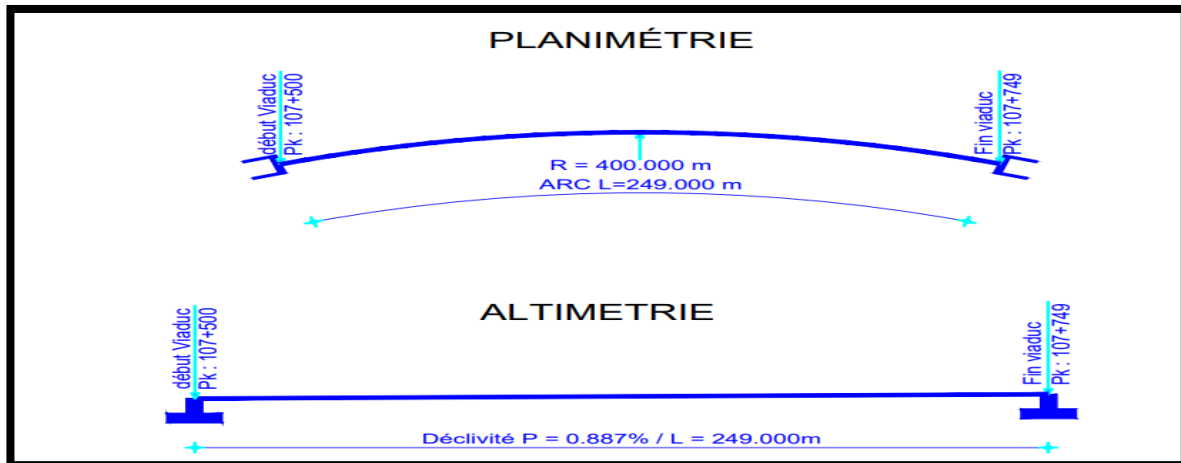


Figure I.3 : Axe en plan de la voie portée.

### I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement la voie portée présente les particularités suivantes:

- ♦ Début du projet au PK 107+500 et fin du projet au PK 107+749.
- ♦ une pente longitudinale de 0.887% ( dans le sens de PK ).

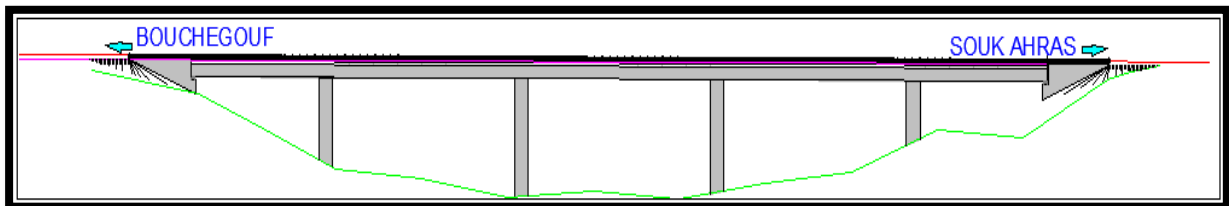


Figure I.4 : Profil en long de la voie portée.

### I.3.1.3. Profil en travers

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

Le profil en travers est défini par:

- ♦ Largeur du tablier 12,70 m.
- ♦ Tablier en toit muni d'une pente de 1,5% de part et d'autre de l'axe du pont.
- ♦ l'ouvrage comporte deux voies ferrées, qui ont une distance entre axes de 4.00 m.
- ♦ L'écartement entre les rails de chaque voie est de 1.50 m.

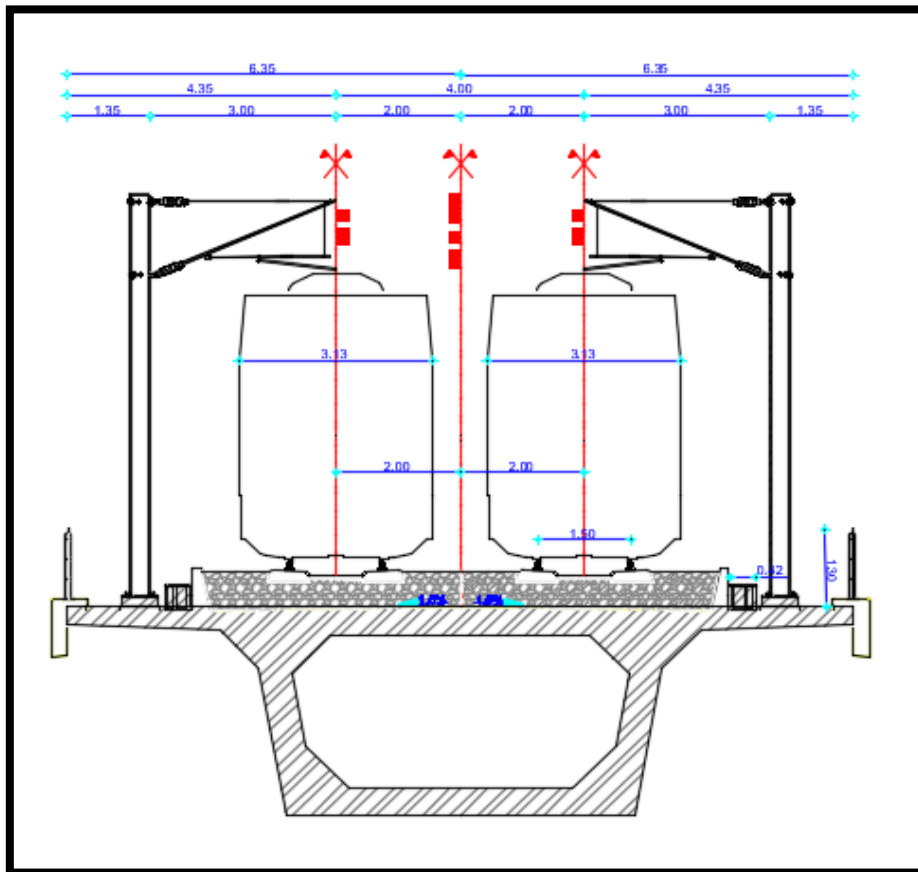


Figure I.5 : Profil en travers de la voie portée.

### I.3.2. Les données naturelles

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception .

#### I.3.2.1. Topographie

À la suite du données topographiques, on peut conclure que l'ouvrage est inséré dans une zone à caractère vallonné et montagneuse.

#### I.3.2.2. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, la région de Souk Ahras est située dans la zone I ( zone de faible sismicité) . Sachant que la présente étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art donc appartient au Groupe 1 ( pont stratégique ) ce qui signifie que le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cette architecture sera de  $A = 0,15$  .

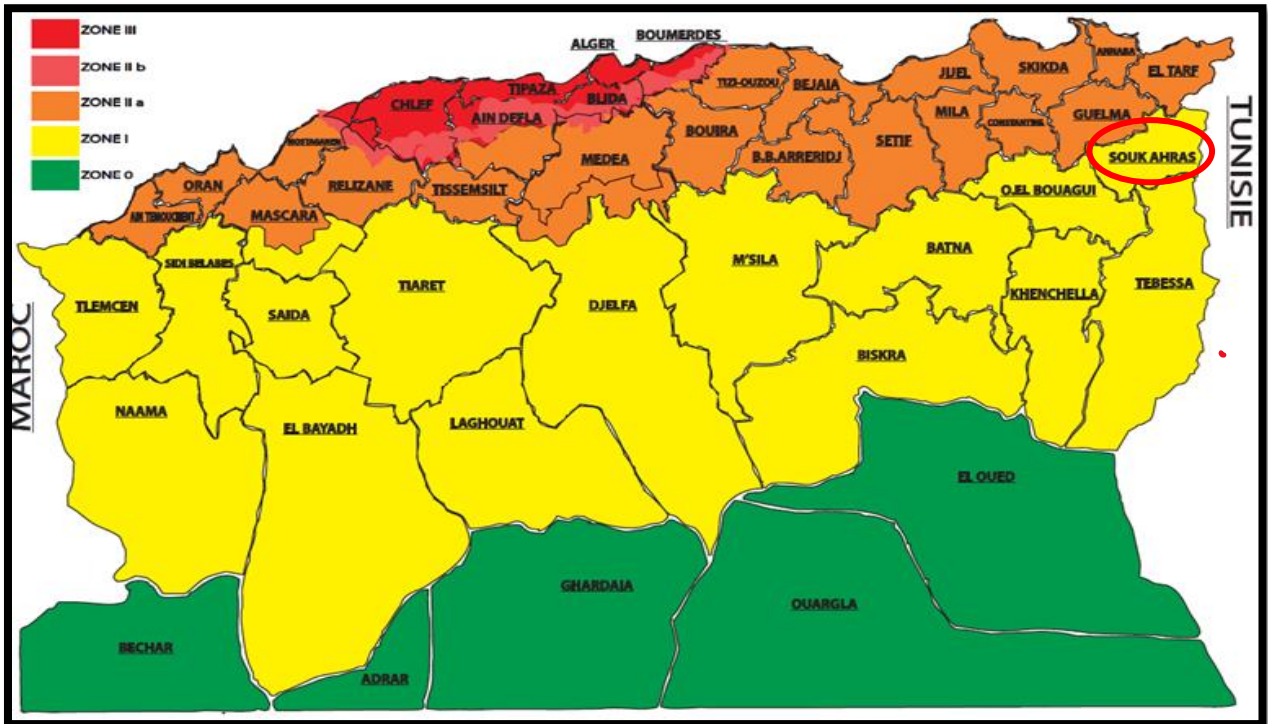


Figure I.6 : carte de zonage sismique de l’Algérie « Référence RPOA 2008 » .

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau I.1 : les groupes de pont

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d’importance moyenne

Tableau I.2 : tableau de coefficient d’accélération de la zone A .

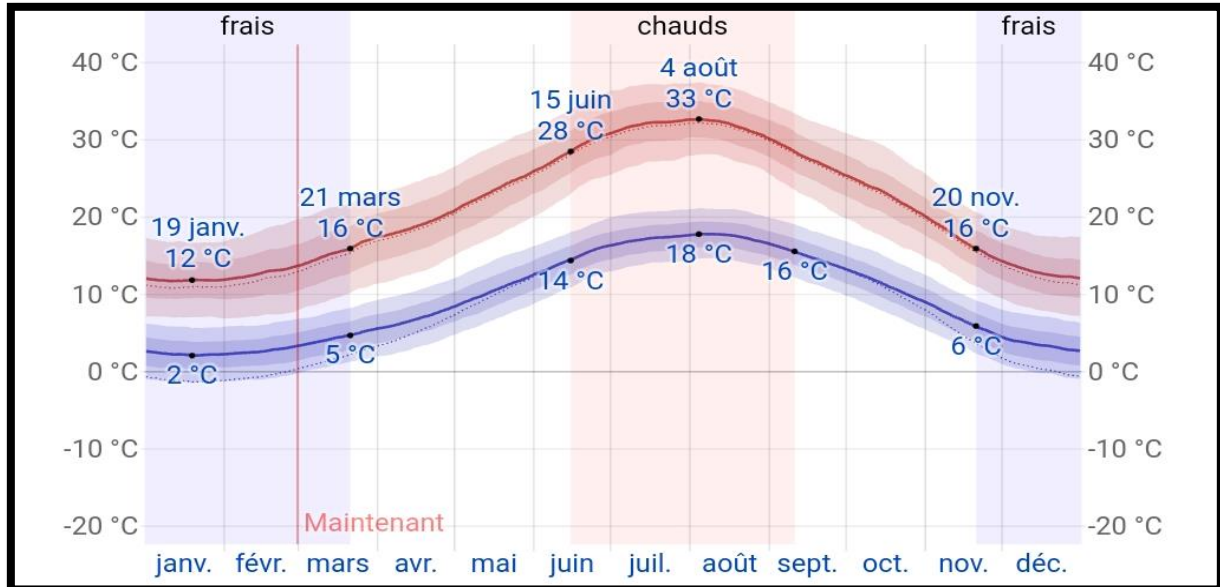
### I.3.2.3. Climatologie

Le climat de la région est influencé par des facteurs qui lui donnent des caractéristiques spécifiques.

#### I.3.2.3.1. Température

Les effets de la température sont essentiels à prendre en considération dans les calculs surtout dans le cas des ponts ferroviaires afin de prévoir l’interaction rail-structure.

De ça fait l'étude de la variation des températures de la région démontre que le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne minimale de 2°C et maximale de 12°C tandis que le mois d'août est le plus chaud avec une température moyenne minimale de 17°C et maximale de 33°C.



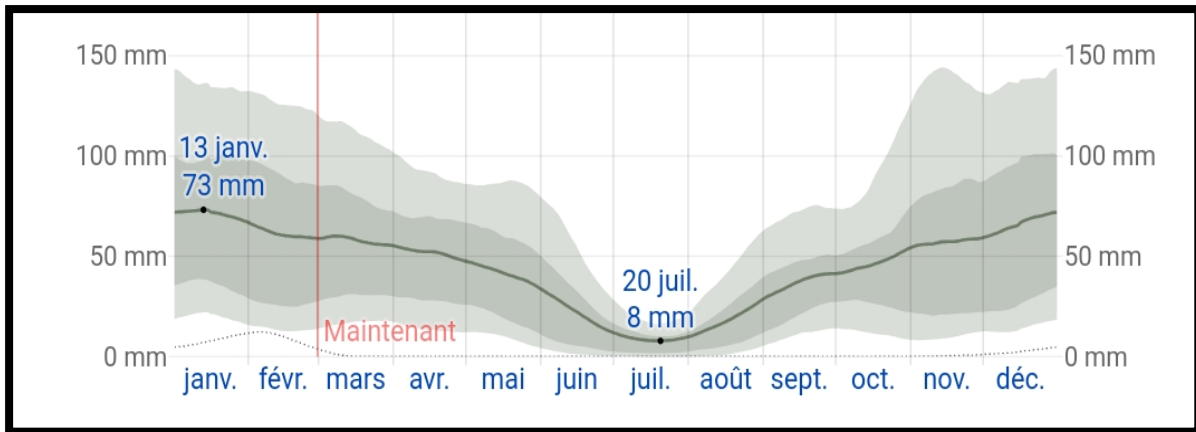
**Figure I.7 : La température moyenne maximale et minimale à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark**

### I.3.2.3.2. La neige

La région de Souk Ahras est connue ses quantités de neiges époustouflantes notamment au mois de janvier . mais sur le site de notre ouvrage il n'a pas de neige. Et aussi les effets de neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts.

### I.3.2.3.3. Pluviométrie

La wilaya de Souk Ahras est caractérisée par un climat semi-humide qui se distingue par un été chaud et un hiver froid et humide ce qui a permis d'avoir une pluviométrie atteignant 800 mm en moyenne par an . Des précipitations moyennes de 8mm font du mois de juillet le mois le plus sec , et de 73 mm font du mois de janvier .

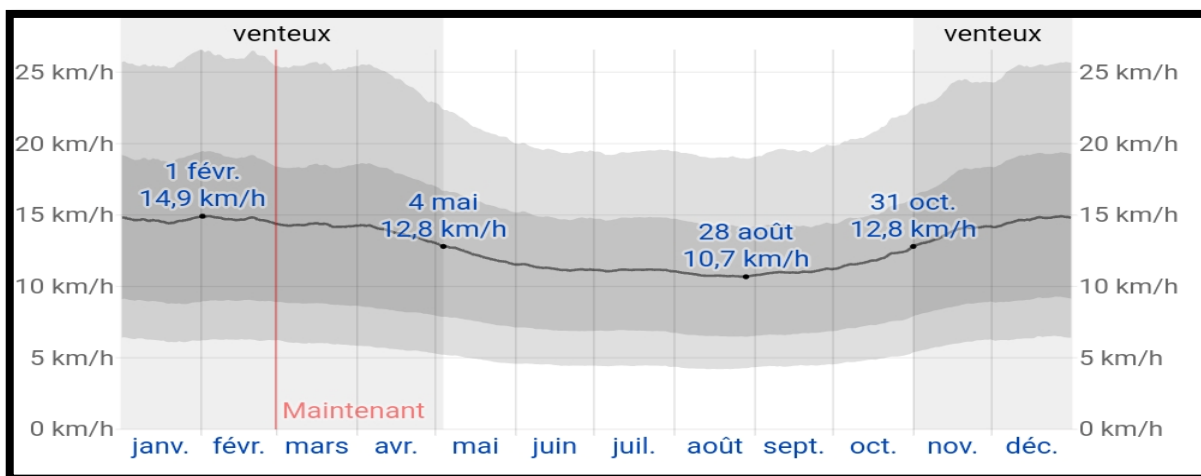


**Figure I.8 : La quantité de pluie moyenne à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark**

#### I.3.2.3.4. Le vent

La période la plus venteuse de l'année du 31 Octobre au 4 Mai , avec une vitesse moyenne supérieure à 12,8 kilomètres par heure. Le mois le plus venteux est Février ( 14.7 km par h )

La période la plus calme de l'année du 04 Mai au 31 Octobre . Le mois le plus calme est Aout ( 10.7 km par h ) .



**Figure I.9: La vitesse moyenne du vent à Souk Ahras d'après le site web Weather Spark**

#### I.3.2.4. Géotechnique

L'objectif de l'étude de sol est de déterminer avec précision la composition, la disposition et l'épaisseur des différentes couches de sol, ainsi que leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques. Cela permet d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, de planifier les travaux et d'évaluer les risques potentiels, tels que la stabilité, l'agressivité chimique et le gonflement.

### I.3.2.4.1. Essais in situ

Sur le site, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes:

- ♦ Sondages carottés de 15 m de profondeur.
- ♦ Forages pressiométriques de 15 m de profondeur.

### I.3.2.4.2. Essais au laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés, selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés au niveau du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier:

- Densité sèche  $\gamma_d$  (t/m<sup>3</sup>).
- Limites d'Atterberg, Granulométrie .

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2 .

Cat	Description		$\bar{q}_c$ (MPa) (c)	$\bar{N}$ (d)	$\bar{p}_l$ (MPa) (e)	$\bar{E}_p$ (MPa) (e)	$\bar{q}_u$ (MPa) (f)	$\bar{V}_s$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Tableau I.3: Caractéristiques géotechniques des sites .

Profondeur ( m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite PL (bars)	E/PL
0,00	0,00	0,00	0,00
0,78	1450,00	29,40	49,32
2,17	1220,00	27,40	44,53
3,10	545,00	24,50	22,24
3,72	1410,00	27,70	50,90
4,65	1440,00	32,20	44,72
5,89	1300,00	30,20	43,05
6,82	1200,00	30,80	38,96
8,06	976,00	28,50	34,25
8,99	1060,00	27,00	39,26
9,92	1550,00	33,90	45,72
10,85	1050,00	28,40	36,97
11,78	815,00	31,60	25,79
13,02	1170,00	32,90	35,56
13,64	1450,00	31,80	45,60
14,88	1520,00	35,50	42,82

**Tableau I.4 : Les résultats de l'essai pressiométrique.**

#### **I.4. CONCLUSION**

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.



# **CHAPITRE II**

## **PRÉ-DIMENSIONNEMENT**

## II.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons apporter des changements sur la variante retenue par ‘SETI RAIL’ et faire notre pré-dimensionnement de l'ouvrage ‘ **pont voussoir construit par encorbellement successif a hauteur constante** ’ .

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différent éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs à partir de voussoirs préfabriqués sont des structures constituées d'une série de pièces appelées voussoirs. Ces voussoirs sont empilés en utilisant des blocs préfabriqués en béton, chaque pièce étant construite en encorbellement par rapport à celle qui la précède. Une fois qu'un voussoir est réalisé, des techniques de précontrainte sont utilisées pour renforcer la structure et relier les voussoirs entre eux. Les voussoirs sont laissés en saillie sur les piles pour soutenir le tablier du pont.

## II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT LONGITUDINAL

On propose pour notre variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composée de trois travées principales de **57 m** de longueur et deux travées de rives de **39 m** de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à **249 m**.

Pile / Culée	PK
<b>C1</b>	<b>107 + 500</b>
<b>P1</b>	<b>107 + 539</b>
<b>P2</b>	<b>107 + 596</b>
<b>P3</b>	<b>107 + 653</b>
<b>P4</b>	<b>107 + 710</b>
<b>C2</b>	<b>107 + 749</b>

**Tableau II.1 : Implantation des appuis de la variante**

- **Justification de cette choix**

Pour une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m maximum on peut choisir un tablier de **hauteur constante** avec une longueur de **57 m** pour la portée de la travée principale .

Toutes les travées intermédiaires sont de même portée ( $L = 57 \text{ m}$ ) en plus la hauteur du tablier est constante donc la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de  $0,68 L$  à  $0,7 L$  ( tel que  $0,68 \times 57 = 38,76$  et  $0,7 \times 57 = 39,9$  ) on prend une valeur de **39 m**.

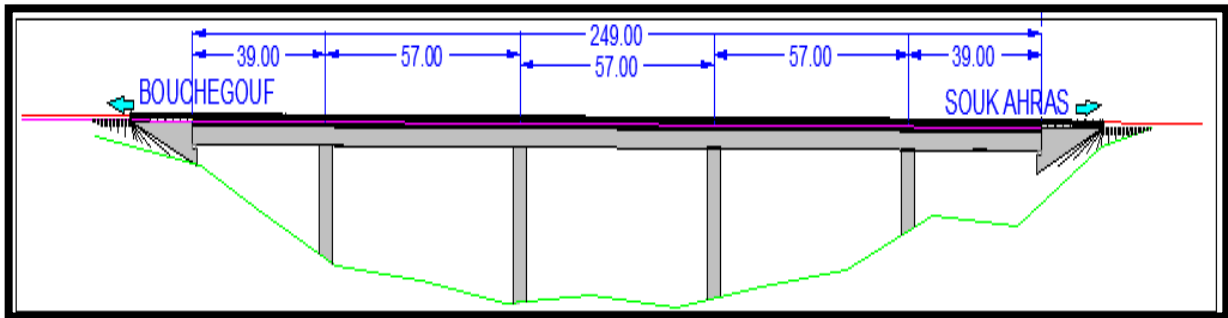


Figure II.1: Prédimensionnement longitudinal

### II.3. DECOUPAGE DES VOUSOIRS

- ♦ **Voussoirs sur pile ( VSP )**

Pour les ouvrages coulés sur place, tel que notre cas, la longueur d'un VSP est d'au moins 8m afin de supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première partie de voussoirs . Donc on prend **VSP = 10 m**.

- ♦ **Voussoirs courants ( VC )**

Selon les recommandations du guide **SETRA** , la longueur des voussoirs courants peut varier entre 2,5 à 4m voir 5m , Dans notre cas on prend une longueur **VC = 3,7 m**.

- ♦ **Voussoirs de clavage courants ( VLC ) ou voussoirs à la clef**

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution , la longueur minimale d'un voussoir de clavage est de 2m . Dans notre cas on prend **VLC = 2,6 m**.

- ♦ **Voussoirs sur culée ( VSC )**

Pour le voussoir sur culée on a un voussoir coulé sur cintre, la longueur des voussoirs sur culée de notre variante est de **VSC = 11,8 m**.

Type de voussoir	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombre
Voussoirs sur pile	10	12,7	3,5	04
Voussoirs courant	3,7			48

Voussoirs de clavage	2,6			03
Voussoirs sur culée	11,8			02

Tableau II.2 : Récapitulation des différents types de voussoirs.

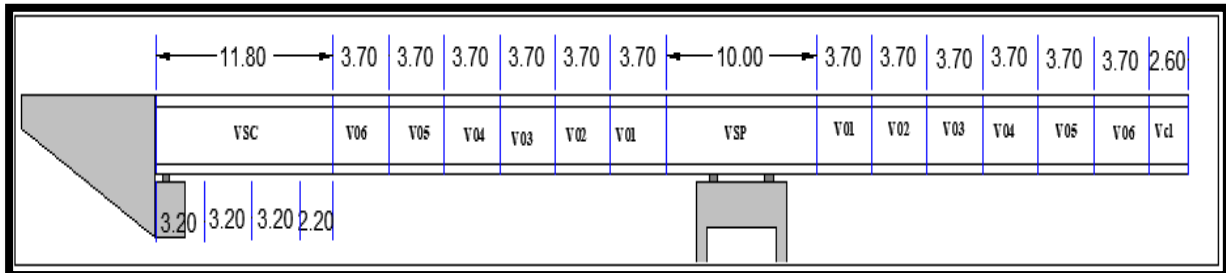


Figure II.2: Découpage des voussoirs.

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT TRANSVERSALE

Selon SETRA pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

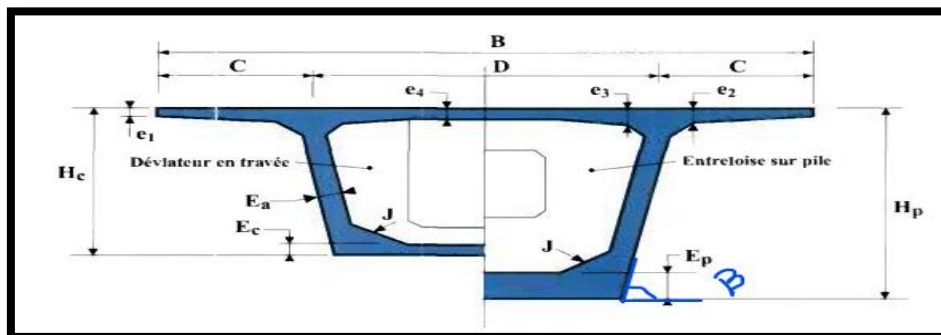


Figure II.3: Notation des dimensions.

♦ Hauteur de caisson :

On a une hauteur constante en plus la portée de la travée principale  $L = 57$  m inférieur à 65m – 70m , donc selon SETRA  $\frac{L}{25} \leq h_{cst} \leq \frac{L}{20}$  on prend une valeur de 2,8m mais comme notre pont est un pont rail c'est mieux de prendre une valeur plus grand alors la valeur retenu est de 3,5 m.

♦ Largeur du voussoir :

$B = 12,7$  m .

♦ Epaisseurs de l'hourdis supérieur :

- $e_1$  : supérieur à 16 cm – 18 cm on prend une valeur de 30 cm .
- $e_2$  : entre  $\frac{C}{8}$  et  $\frac{C}{7}$  on prend un valeur de 40 cm .

- $e_4$  : égale à  $\frac{D}{30}$  ou  $\frac{D}{25}$  on prend une valeur de 25 cm . a cause des charges ferroviaires on prend une valeur plus grand alors la valeur retenu est de 50 cm .
  - $e_3$  : égale à  $0,1 + \frac{D}{25}$  on prend une valeur de 40 cm . on peut aller jusqu'à la valeur de 50 cm a cause des de l'existence des charges ferroviaires .
- ♦ Le autres dimensions sont résumé dans le tableau suivant :

Dimensions	Ratio usuel	Valeurs retenu (cm)
Hauteur de caisson	$\frac{L}{25} \leq h_{cst} \leq \frac{L}{20}$	350
Largeur du voussoir	B	1270
C	$\frac{B}{4}$	317,5
D	B-2C	635
$e_1$	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	30
$e_2$	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	40
$e_3$	$e_3 = 0,1 + \frac{D(m)}{25}$ $e_3 > e_2 - 10 \text{ cm et } e_3 > 1,5 \times e_4$	50
$e_4$	$e_4 = D/25$	50
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10°
$E_a$	$\frac{L}{275} + 1,25 \frac{B}{L} - 0,125$	50
$E_p = E_c$	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	45
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°

Tableau II. 3: Récapitulation du pré-dimensionnement transversale

## II.5. CONCLUSION

En respectant certaines règles et principes pratiques de la construction on a changé le prédimensionnement pour avoir une variante plus économique .



**Chapitre III**  
**HYPOTHESES DE CALCUL**

### III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons examiner les normes et les règles de calcul ainsi que les propriétés des matériaux, notamment le béton et l'armature.

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

L'étude du présent ouvrage en accord avec les normes en vigueur dans notre pays :

- 1) **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- 2) **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.
- 3) **guide SETRA** (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes).
- 4) **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5) **Les Eurocodes (EN 1991-2 ; EN 1991-1-5)** .
- 6) **UIC 776-1**.

### III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction joue un rôle crucial dans la conception et le calcul du pont , Nous présentons ici les propriétés du béton ainsi que des aciers actifs et passifs utilisés dans la réalisation de cet ouvrage.

#### III.3.1. Béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa).	<b>50</b>	<b>30</b>
$f_{t28}$ (MPa).	<b>3,6</b>	<b>2,4</b>
Densité de BA (KN/m <sup>3</sup> )	<b>25</b>	<b>25</b>
Dosage	<b>450</b>	<b>350</b>

**Tableau III.1 : Caractéristiques de béton.**

#### ❖ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (MPa)} \quad ; \quad f_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}.$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé selon la durée d'application de la charge à :

- $\theta = 1$  ; lorsque la durée  $> 24$ h.
- $\theta = 0,9$  ; lorsque cette durée  $1 < h < 24$  h.
- $\theta = 0,85$  ; lorsqu'elle est  $< 1$  h.

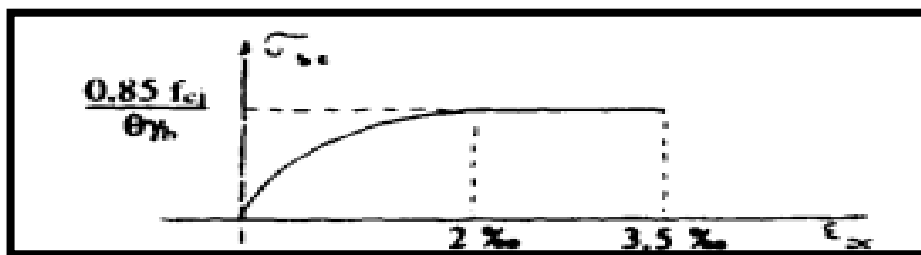
Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructur e	$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ Situation durable} \\ 1,5 \text{ Situation transitoire} \\ 1,15 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	28,33	17	
		$\gamma_b = 1,15$	36,95	22,17	
ELS	$f_{bc}$ (MPa)		30	18	

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

### ❖ Déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale pour le béton, noté «  $E_{ij}$  », est défini selon les directives du B.A.E.L de la manière suivante :

- ♦  $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  : Module de déformation instantanée du béton < 24 h.
- ♦  $E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  : Module de déformation sous chargement de longue durée.



**Figure III.1 : diagramme déformations  $\epsilon_b$  contraintes  $\sigma_b$  du béton.**

### III.3.2. Aciers

Il y a deux types d'aciers utilisés dans la construction de béton précontraint.

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

#### III.3.2.1. Aciers passifs

- ♦ Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500.
- ♦ La limite d'élasticité :  $f_e = 500$  MPa.
- ♦ Module de la déformation élastique :  $E_s = 200$  GPa.
- ♦ Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : **8 10 12 14 16 20 25 32**.
- ♦ Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droite.

## ❖ Contrainte limite de traction des aciers

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0,5 \times f_e; 110 \sqrt{n} \times f_{tj}\}; n = 1,6$		264	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0,4 \times f_e; 88 \sqrt{n} \times f_{tj}\}; n = 1,6$		211,2	200

**Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.****III.3.2.2. Acier actif « précontrainte » :**

On prendra des câbles 12T15 pour clouage et 19T15s pour la précontrainte , classe III TBR (très basse relaxation).

- Résistance ultime graphique :  $f_{prg} = 1770$  MPa.
- Limite élastique graphique :  $f_{peg} = 1593$  MPa.
- Module d'élasticité :  $E_p = 190\,000$  MPa.
- Section droite d'un toron :  $A_p \text{ 1toron} = 150$  mm<sup>2</sup>.
- Section d'un câble : 12T15 ( $A_p = 1668$  mm<sup>2</sup>) ; 19T15s ( $A_p = 2850$  mm<sup>2</sup>)
- Diamètre de la gaine , selon le nombre de torons elles sont attribuées comme suit : 12T15s ( $\Phi = 75$  mm) ; 19T15s ( $\Phi = 95$  mm) .
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures :  $\rho = 2,5$  %.
- $f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 1 %.
- $f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

Nature	Classe	Ø	A	$F_{prg}$	$F_{peg}$	$0,8 F_{prg}$	$0,9 F_{peg}$	$0,6 F_{prg}$
(§ 2.3.1.3)	(MPa)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
T 13	1 860	12,5	93	173	154	138,4	138,6	103,8
T 13S	1 860	12,9	100	186	166	148,8	149,4	111,6
T 15	1 770	15,2	139	246	220	196,8	198,0	147,6
<b>T 15S</b>	<b>1 770</b>	<b>15,7</b>	<b>150</b>	<b>265</b>	<b>236</b>	<b>212,0</b>	<b>212,4</b>	<b>159,0</b>
fil Ø 7 mm	1 670	7	38,5	64,3	57	51,4	51,3	38,6

**Tableau III.4: Caractéristiques des armatures utilisées en post-tension.**

- **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante). Elle admet les contraintes de traction dans le béton, sans la formation des fissures.

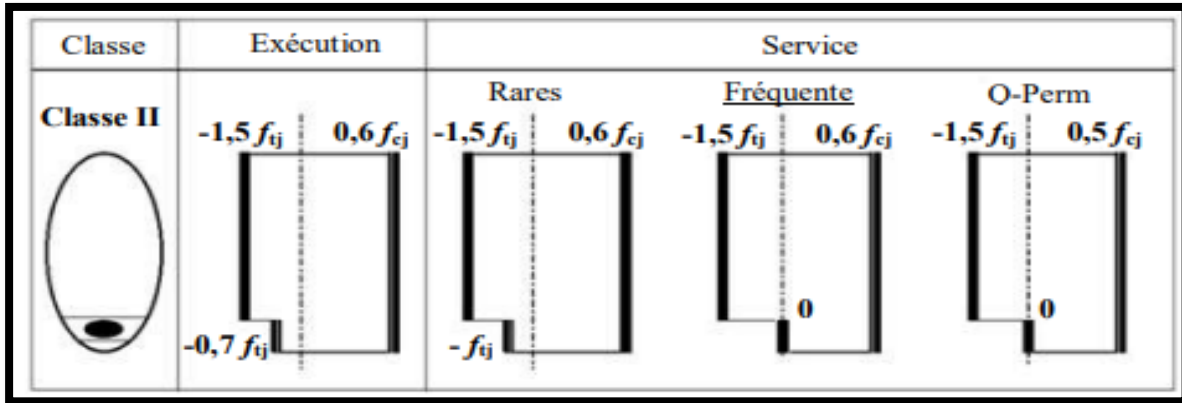


Figure III.2 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

### III.4 : CONCLUSION

Dans ce chapitre , nous avons présenté les différents critères suivis ainsi que les diverses propriétés des matériaux qui doivent être disponibles avant de commencer la mise en œuvre du projet, car cette étape est très importante.



**CHAPITRE IV**  
**APPLICATION DES CHARGES ET**  
**SURCHARGES FERROVIAIRES**

## IV.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service , ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme .

Dans ce chapitre on va calculer les charges permanentes et Surcharges et déterminer ainsi les groupes de charge agissant sur notre ouvrage en phase de service et d'exécution .

## IV.2. PRESENTATION DU TRAFIC FERROVIAIRE

Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire , les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois ( charge verticale , espacements d'essieux et vitesse des trains ).

Pour représenter la circulation ferroviaire et évaluer ses effets maximums , on introduit trois schémas de charge UIC71 , SW , Train à vide .

## IV.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE

Les charges appliquées à un pont rail sont de trois types :

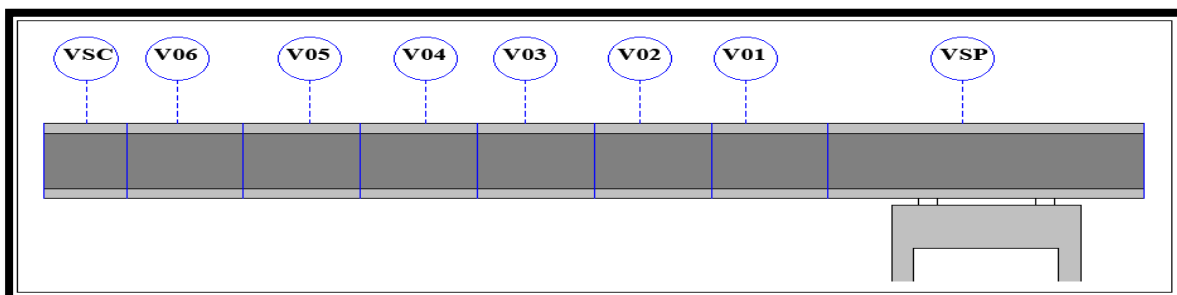
- Les charges permanentes ( hors trafic ).
- Les Surcharges dues au trafic ferroviaire ( d'exploitation ).
- Les charges accidentelles et sismiques .

### IV.3.1. Les charges permanentes ( hors trafic ) :

On a des voussoirs à hauteur constante de section de **11,8558 m<sup>2</sup>** .

#### IV.3.1.1 : Le poids d'un demi-fléau :

$$5 \times 11,8558 \times 25 + 6 \times 3,7 \times 11,8558 \times 25 = \mathbf{8061,944 \text{ KN}}$$



**Figure IV.1 : Numérotation des voussoirs .**

#### IV.3.1.2 : Le poids total de l'ouvrage :

$$11,8558 \times 249 \times 25 = \mathbf{73802,355 \text{ KN}}$$

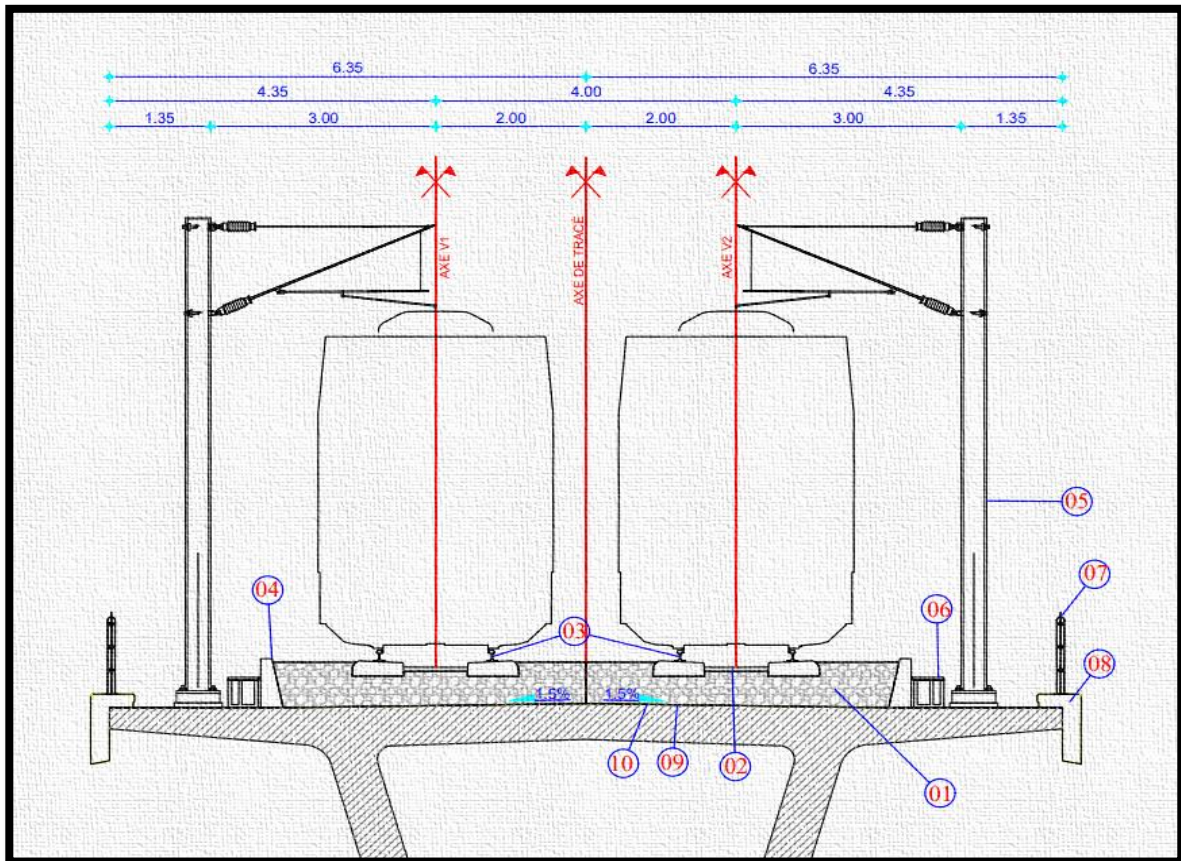


Figure IV.2 : Numérotation des éléments de complément des charges permanentes

#### IV.3.1.3 : complément des charges permanentes

##### 1. Ballast

Le ballast est le lit de roches concassées qui supporte une voie de chemin de fer. Son poids volumique est de  $20 \text{ KN/m}^3$ , Et la section pour un seul voie est de  $2,161 \text{ m}^2$ , donc on trouve :

$$P_1 = 2,161 \times 2 \times 20 = 86,44 \text{ KN/ml.}$$

##### 2. Travers bi-blocs

Constituées de deux blochets en béton reliés par une entretoise métallique avec attache son poids par unité de longueur est de  $4,2 \text{ KN/ml}$ , On trouve pour deux travers :

$$P_2 = 4,2 \times 2 = 8,4 \text{ KN/ml.}$$

Les travers sont posés à raison de 1666 unité au kilomètre, Pour notre ouvrage donc il faut 416 travers car sa longueur est de 249 m.

##### 3. Rails

Poids par unité de longueur pour deux rails UIC60 est de  $1,2 \text{ KN/ml}$ , donc pour quatre rails :  $P_3 = 1,2 \times 2 = 2,4 \text{ KN/ml.}$

**4. Murette**

De surface de **0,158 m<sup>2</sup>** on trouve :  $P_4 = 0,158 \times 2 \times 25 = 7,9 \text{ KN/ml}$ .

**5. Caténaire et support Caténaire :**

ont un poids de **2,4 KN/ml** donc :  $P_5 = 2,4 \times 2 = 4,8 \text{ KN/ml}$ .

**6. Caniveau**

De section de **0,082 m<sup>2</sup>** donc :  $P_6 = 0,082 \times 25 \times 2 = 4,1 \text{ KN/ml}$ .

**7. Garde-corps**

Son poids par unité de longueur est : **1KN/ml** , pour les deux cotés on trouve :

$$P_7 = 2 \times 1 = 2 \text{ KN/ml}.$$

**8. Corniche**

De section : **0,308 m<sup>2</sup>** on trouve :  $P_8 = 0,308 \times 25 \times 2 = 15,4 \text{ KN/ml}$ .

**9. Etanchéité**

Pour un poids volumique de **22KN/m<sup>3</sup>** , Généralement est de 5 cm donc :

$$P_9 = 22 \times 12,7 \times 0,05 = 13,97 \text{ KN/ml}.$$

**10. La chape de béton**

Une couche de **1cm** donc :  $P_{10} = 25 \times 12,7 \times 0,01 = 3,175 \text{ KN/ml}$

♦ **Récapitulatif**

Le tableau ci-dessous résume les poids total :

Élément	charge	poids total ( KN /ml )
<b>1. Ballast</b>	20 KN/m <sup>3</sup>	86,44
<b>2. Travers bi-blocs</b>	4,2 KN/ml	8,4
<b>3. 2Rails</b>	1,2 KN/ml	2,4
<b>4. Murette</b>	25 KN /m <sup>3</sup>	7,9
<b>5. Caténaire et support Caténaire</b>	2,4 KN/ml	4,8
<b>6. Caniveau</b>	25 KN/m <sup>3</sup>	4,1
<b>7. Garde-corps</b>	1 KN/ml	2
<b>8. Corniche</b>	25 KN/m <sup>3</sup>	15,4
<b>9. Etanchéité</b>	22 KN/m <sup>3</sup>	13,97
<b>10.La chape de béton</b>	25 KN/m <sup>3</sup>	3,175
	<b>La somme</b>	<b>148,585</b>

**Tableau IV.1 : Evaluation des compléments de charges permanentes**

#### IV.3.1.4 : Action du vent

- ♦ **Vent compatible avec les circulations** : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de **1.5 kN/m<sup>2</sup>** . Sur une surface partiellement masquée.
- ♦ **Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage** : Précédent reste applicable, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à **2 kN/m<sup>2</sup>**.

#### IV.3.1.5 : Action thermique

##### ❖ La variation uniforme

Selon **RCPR** la température au moment de la réalisation de l'ouvrage généralement comprise entre **+10°C** et **+25°C** , et dans le cas où le pont en service la température varie entre **+35°C** et **-15°C** .

On utilise le graphe de l'**EUROCODE** on trouve que la variation au moment de service entre **+37°C** et **-8°C** ( type 3 : tablier en béton ).

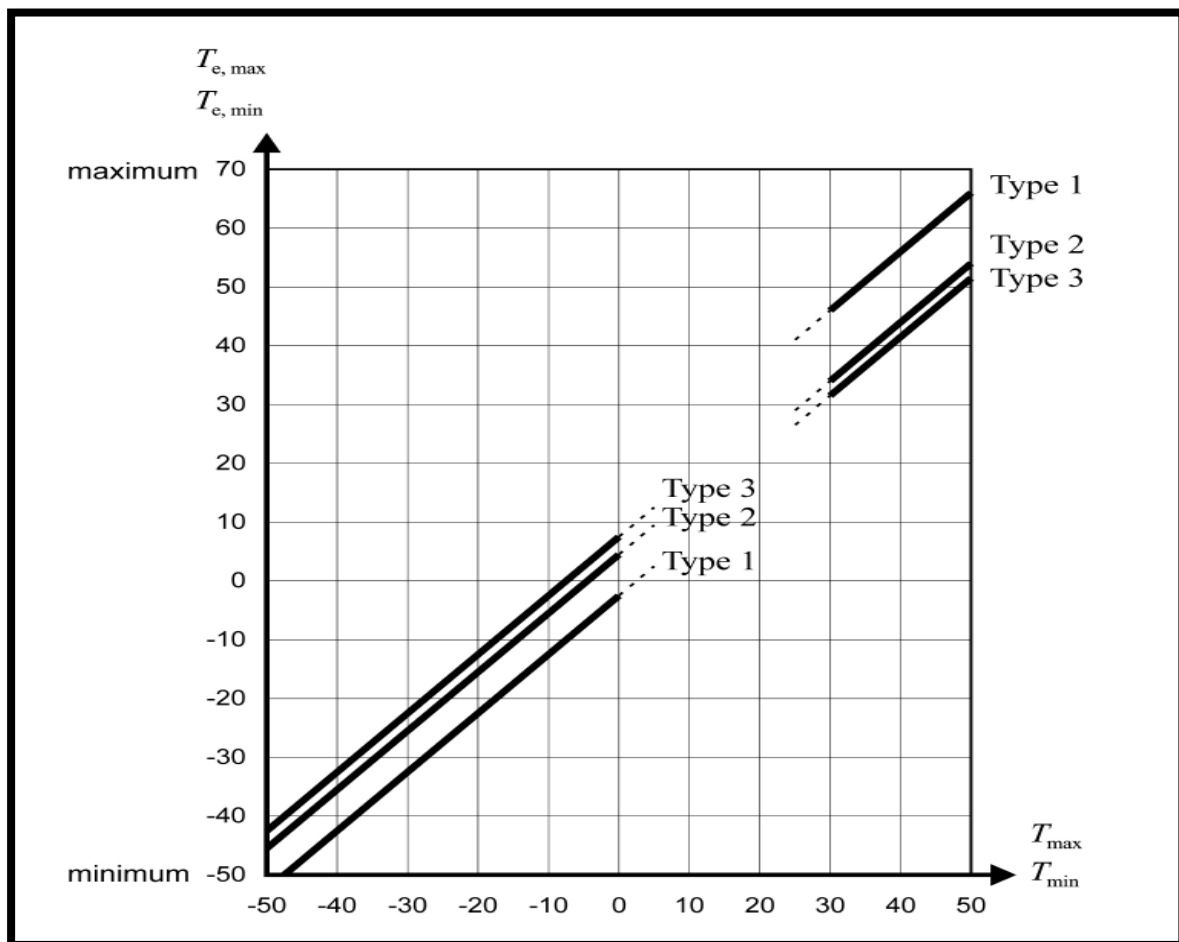


Figure IV.3 : graphe de la variation de température en fonction de type du tablier

### ❖ Le gradient thermique

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure .

Selon **RCPR** les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont :

- $\pm 12$  En phase de **construction**.
- $\pm 7$  en **service**.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 1 (tablier métallique)	$\pm 18$	$\pm 10$
Type 2 (tablier mixte)	$\pm 15$	$\pm 8$
Type 3 (tablier béton)	$\pm 12$	$\pm 7$

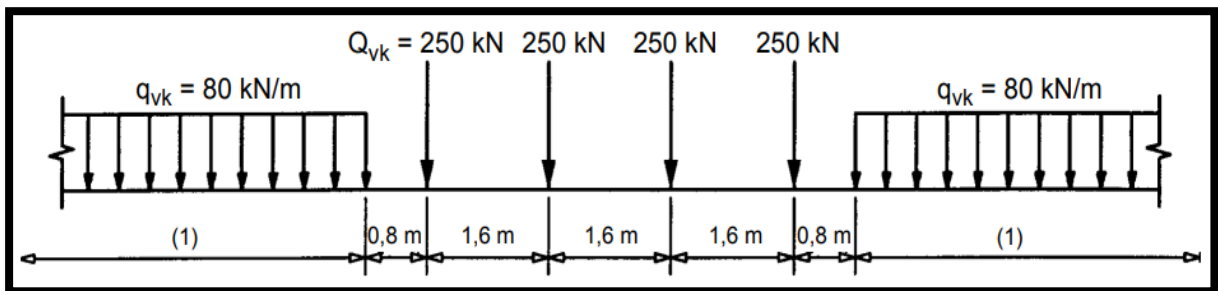
**Tableau IV.2 : Les valeurs caractéristiques de gradient thermique**

### IV.3.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire ( d'exploitation ) :

#### ❖ Modèle de charges 71 “ UIC71 ”

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la Figure suivant :



**Figure IV. 4 : Modèle de charges « UIC71 »**

#### ❖ Schémas de charges ‘ SW/0 ’ et ‘ SW/2 ’

Le modèle de charges **SW/0** représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont indiquées de la manière suivante :

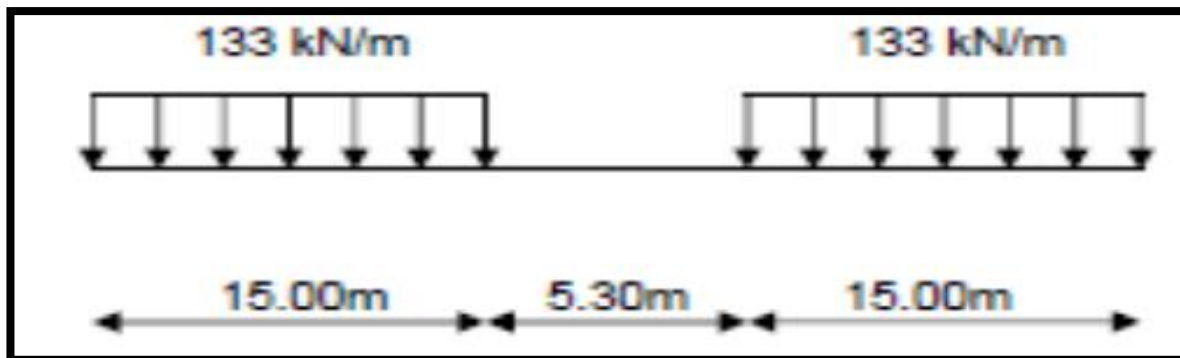


Figure IV.5: Modèle de charges « SW/0 »

Le modèle de charges **SW/2** représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont indiquées de la manière suivante :

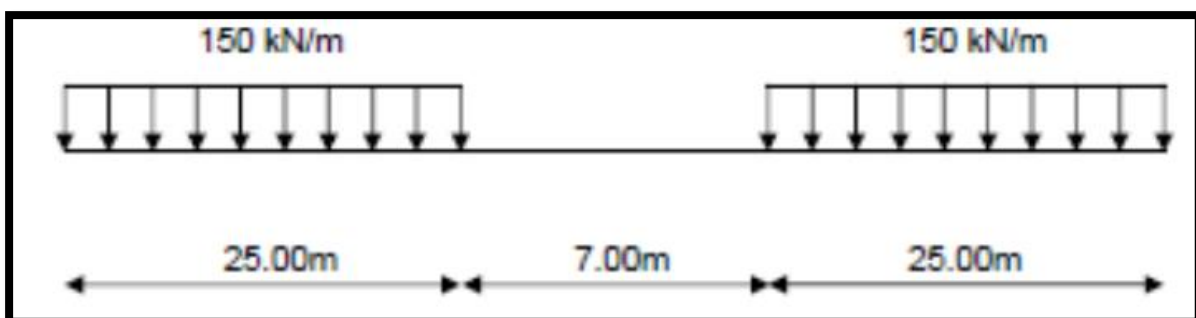


Figure IV.6 : Modèle de charges « SW/2 »

#### ❖ Modèle de charges « Train à vide »

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "**Train à vide**". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de **10,0 kN/m**.

#### IV.3.3. Chargements verticaux

Il existe 3 chargements verticaux à prendre en compte systématiquement :

- **LM 71 + SW/0** pour représenter le trafic ferroviaire normal sur les lignes ferroviaires principales.
- **SW/2** destiné à représenter les charges lourdes.
- **Train à vide**.

#### IV.3.4. Pose de la voie ballastée

Le pont reçoit des charges ponctuelles de **250 KN** qui se répartit sur **2** bandes longitudinales continues de largeur :  $a_2 = 0,3 + \frac{e}{2}$  où  $e$  est défini sur le schéma ci-dessous en mètre .

La charge sur la bande est uniforme et égale à :  $P = \frac{250}{2 \times 1,6 \cdot a_2}$  en **KN/m<sup>2</sup>**

avec :  $e = 0,69$  donc  $a_2 = 0,645$  alors on trouve :  $P = 121,12$  **KN/m<sup>2</sup>**.

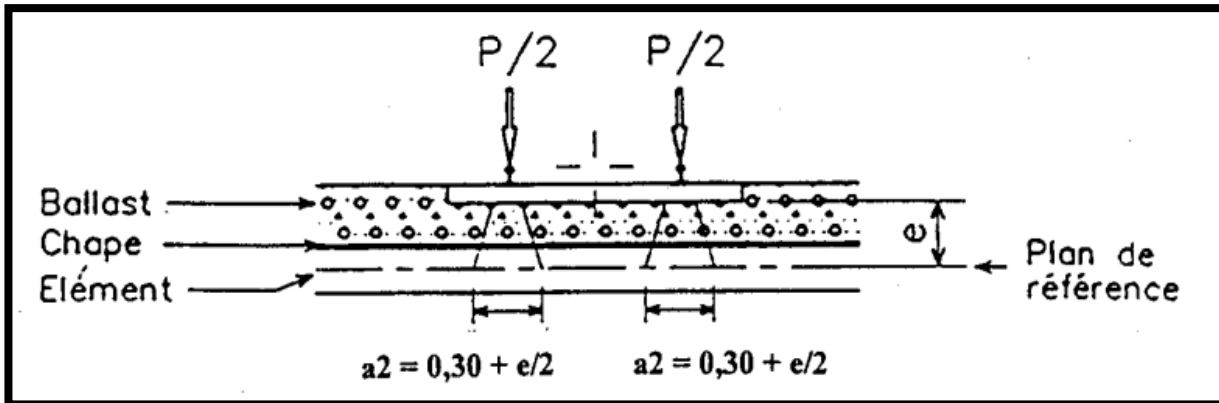


Figure IV.7 : Répartition de charge sur une bande longitudinale  $a_2$

#### IV.3.5. Effet dynamique

Les effet dynamique sont dus au passage de trains avec des charges continuent à intervalles approximativement réguliers , qui peuvent exciter la structure et provoquer des phénomènes de résonance dans le cas où la fréquence de cette excitation correspond à la fréquence propre de l'ouvrage .

- ❖ Les principaux **factures influençant le comportement dynamique** sont les suivants :
  - ♦ La vitesse le franchissement du pont .
  - ♦ La portée de l'élément .
  - ♦ La masse de l'ouvrage .
  - ♦ Les fréquences propres de l'ensemble de l'ouvrage et des éléments significatifs de celui-ci et modes propre associés le long du tracé de la voix.
  - ♦ L'amortissement de l'ouvrage .
  - ♦ Le nombre , espacements et charges d'essieux ...etc.

### IV.3.5.1. Domaine d'application

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

Il existe un risque de résonance ou de vibrations excessives du pont (avec possibilité d'accélération excessive du tablier entraînant, notamment, une instabilité du ballast ainsi que des flèches et des contraintes trop importantes, etc.). Il faut, pour ces cas, effectuer une analyse dynamique afin de déterminer l'impact et les effets de résonance. Les structures portant plus d'une voie doivent être étudiées sans aucune réduction du coefficient dynamique (CODE UIC 776-1).

### IV.3.5.2. Coefficient dynamique $\Phi$ ( $\Phi_2$ et $\Phi_3$ )

Le coefficient dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que.

En général, le coefficient dynamique  $\Phi$  est défini comme  $\Phi_2$  ou  $\Phi_3$  en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

- **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée**

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \text{ avec } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67.$$

- **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard**

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \text{ avec } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00.$$

$L_\Phi$  : longueur déterminantes (longueur associée à  $\Phi$ ).

Dans notre cas c'est un pont caisson alors on va considérer comme pont à poutre de plusieurs travées. (Tableau 6.2 EN1991-2)

- $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 49,8.$
- $L_\Phi = K \times L_m$  tel que  $n = 5 \rightarrow k = 1,5$  donc  $L_\Phi = 74,7.$

Alors on trouve  $\Phi_3 = 0,98$  et on prend  $\Phi_3 = 1.$

## IV.3.6. Forces horizontales

### IV.3.6.1. Force centrifuges

Dans notre ouvrage la voie est en courbe donc la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad ; \quad q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f \times q_{vk})$$

Où :

- $Q_{tk}$  ,  $q_{tk}$  : valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN. kN/m].
- $Q_{vk}$  ,  $q_{vk}$  : valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2 et train à vide .
- $f$  : coefficient de réduction.
- $V$  : vitesse maximale en [Km/h].
- $r$  : rayon de courbe en [m].
  - Dans notre cas on a :
    - $r = 400m$ .
    - On travaille avec  $V = 60 \text{ Km/h} \leq 120 \text{ Km/h}$  .
    - $f = 1$ . ‘ ’ pour les quatre modèles d’après (EN 1991-2 articles 6.5 P80) ’’.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2	Train vide
Charge verticale	$Q_{vk}(KN)$	250	/	/	/
Forces centrifuges	$Q_{tk}(KN)$	17,72	/	/	/
Charge verticale	$q_{vk}(KN/m)$	80	133	150	10
Forces centrifuges	$q_{tk}(KN/m)$	5,67	9,43	10,63	0,71

**Tableau IV.3: Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges**

#### IV.3.6.2. Effort de lacet

L'effort de lacet est une force qui agit dans un plan horizontal, au sommet des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Cette force est présente aussi bien sur les voies droites que sur les voies courbes.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à  $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ .

#### IV.3.6.3. Effort dû au freinage et au démarrage

Les efforts de démarrage et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie , Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante  $L_{ab}$  pour les effets de traction et de freinage sur l'élément de structure pris en compte. Le sens des forces de traction et de freinage doit être aligné avec le sens de circulation autorisé sur chaque voie.

Les valeurs caractéristiques de l'effort de démarrage et freinage :

- **Force de démarrage**

$$Q_{lak} = 33 \text{ [KN/m]} \times L_{ab} \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ [KN]} ; \text{ Pour les schémas de charges 71, SW/0, SW/2.}$$

- **Force de freinage**

$Q_{l_{bk}} = 20 \text{ [KN/m]} \times L_{ab} \text{ [m]} \leq 6\,000 \text{ [KN]}$  ; Pour les schémas de charges 71, SW/0.

$Q_{l_{bk}} = 35 \text{ [KN/m]} \times L_{ab} \text{ [m]}$  ; Pour le modèle de charge SW/2.

	Schéma de charge	UIC71	SW/0	SW/2
	$L_{ab}$	70	35,3	57
Force de démarrage	$Q_{l_{ak}} \text{ (KN)}$	1000	1000	1000
Force de freinage	$Q_{l_{bk}} \text{ (KN)}$	1400	706	1995

Tableau IV.4 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage

### IV.3.7. Action accidentelle et sismique

#### IV.3.7.1. Actions dues au déraillement d'un train sur le pont :

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentel. Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- **Cas 1 : les véhicules dérailés demeurent dans la zone de la voie sur le tablier du pont.**

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

Deux charges linéaires d'intensité,  $q_{A1d} = 50 \text{ KN/ml}$  disposées sur une longueur de **6.40 m**, écartées de **1.50 m** parallèles à la voie et se trouvant dans la position la plus défavorable dans une zone de largeurs égale 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie.

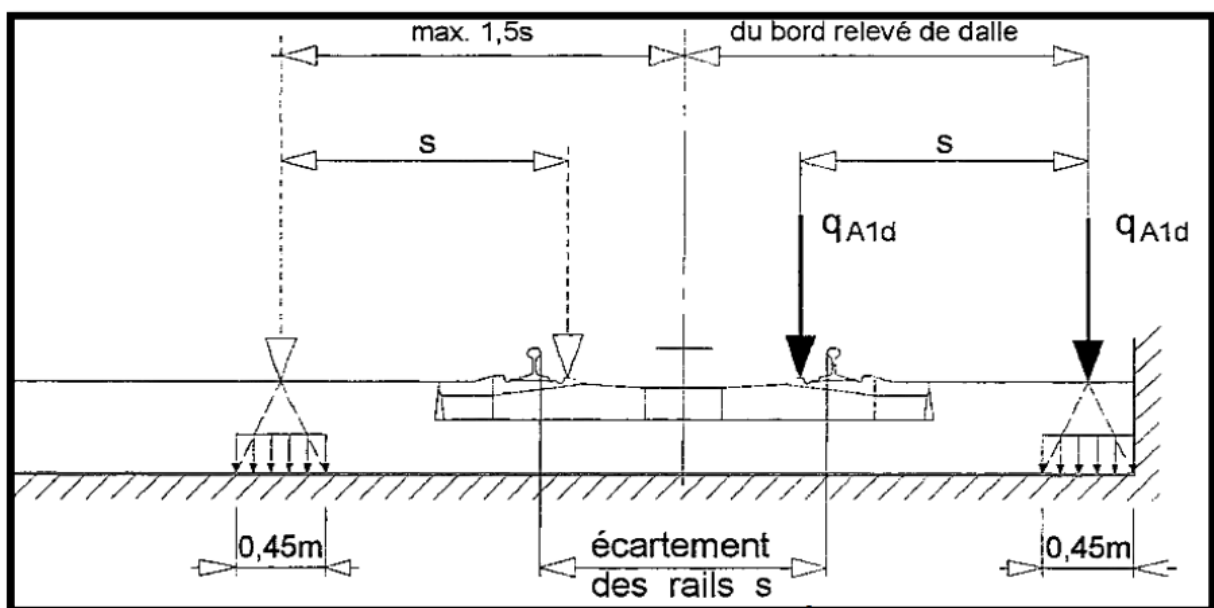


Figure IV.8 : Charge équivalente  $q_{A1d}$

- **Cas 2 : les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sans tomber du pont mais restent en équilibre sur le bord.**

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

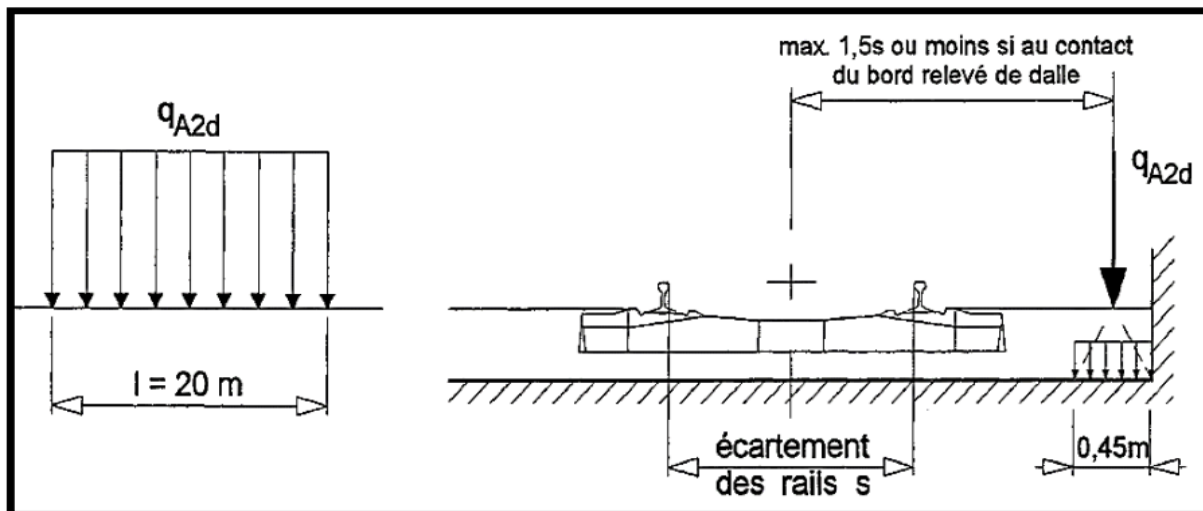


Figure IV.9 : Charge équivalente  $q_{A2d}$

#### IV.6.2. . Charges sismiques

On se référera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

#### IV.4. GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on passe à leur assemblage pour former ce qu'on appelle des groupes de charges prennent en compte la simultanéité des différentes charges élémentaires sur une voie et sur deux voies. Chaque groupe de charges élémentaires sur une voie et sur deux voies. Chaque groupe de charges, excluant les autres, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges de circulation ferroviaire.

N voies chargées	Gr de charges	Voie chargée	Efforts verticaux			Efforts horizontaux		
			LM 71 <sup>1</sup> +SW/0 <sup>12</sup>	SW/2 <sup>13</sup>	Train à vide	Démarrage(D) freinage(F) <sup>1</sup>	Effort centrifuge <sup>1</sup> (C)	Effort de lacet <sup>1</sup> (L)
1V	Gr11	T1	1	0	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr12	T1	1	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
	Gr13	T1	1 <sup>5</sup>	0	0	1	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr14	T1	1 <sup>5</sup>	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1	1
	Gr15	T1	0	0	1	0	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
	Gr16	T1	0	1	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr17	T1	0	1	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
2V	Gr21	T1	1	0	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
		T2	1	0	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr22	T1	1	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
		T2	1	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
	Gr23	T1	1 <sup>5</sup>	0	0	1	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
		T2	1 <sup>5</sup>	0	0	1	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr24	T1	1 <sup>5</sup>	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1	1
		T2	1 <sup>5</sup>	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1	1
	Gr26	T1	0	1	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
		T2	1	0	0	1 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>	0.5 <sup>4</sup>
	Gr27	T1	0	1	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>
		T2	1	0	0	0.5 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>	1 <sup>4</sup>

Tableau IV. 5 : Les groupes de charges.

1. tous les coefficients appropriés ( $\alpha$ ,  $\Phi$ , f...) sont à prendre en compte.
2. SW/0 n'est pris en compte que pour les ponts à portée continue.
3. SW/2 ne doit être pris en compte que si ceci est spécifié pour la ligne.
4. dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes doivent être prises considérées égales à zéro.
5. le coefficient peut être réduit à 0,5 en cas d'effet favorable. Il ne peut être égal à zéro.

Gr11	T1	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
Gr12	T1	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F)$
Gr13	T1	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
Gr14	T1	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F) + L+C$
Gr15	T1	T
Gr16	T1	$SW/2 + (D\&F) + 0.5(L+C)$
Gr17	T1	$SW/2 + 0.5(D\&F) + L+C$
Gr21	T1	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
Gr22	T1	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F)$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F)$
Gr23	T1	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
Gr24	T1	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F) + L+C$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F) + L+C$
Gr26	T1	$SW/2 + (D\&F)$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + (D\&F)$
Gr27	T1	$SW/2 + 0.5(D\&F)$
	T2	$LM\ 71 + SW/0 + 0.5(D\&F)$

Tableau IV.6 : Groupe des charges dans notre cas

#### IV.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons analysé les diverses charges et surcharges ferroviaires qui s'exercent sur la structure, en nous appuyant sur les normes de l'**Eurocode 1** et le **Livret 2.01**.

Pour l'effet dynamique d'après elle n'est pas nécessaire à appliquer sur le tablier pour notre cas ( pont continue et la vitesse des trains < 200 Km/h ).

# **CHAPITRE V**

## **Etude Longitudinale De Tablier**

## V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons entreprendre une étude longitudinale visant à garantir la stabilité des fléaux avant leur solidarisation par l'opération de clavage.

L'étude de cette stabilité nécessite le passage par un ensemble de combinaisons, aussi bien en situation temporaires de construction qu'en situation accidentelle.

La construction des ponts par encorbellement consiste à créer des fléaux en coulant des voussoirs de chaque côté de la pile, sans contact avec le sol. Les voussoirs seront solidement fixes grâce à des câbles de précontrainte, tendus et scelles symétriquement à l'extrémité des voussoirs par rapport à la pile.

## V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

### V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

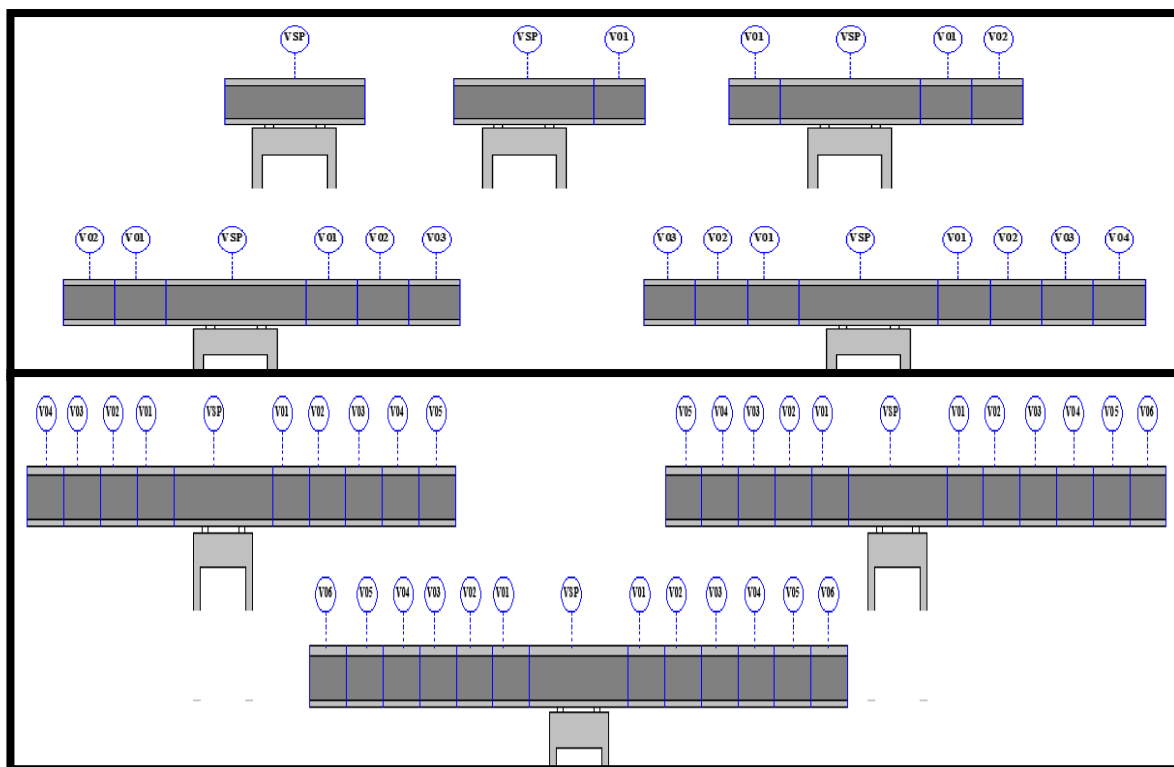


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau

### V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à considérer pour la justification d'un fléau sont précisées dans le document du SETRA, comprenant (le poids propre, les charges de chantier connues, les charges de chantier aléatoires, ainsi que les actions accidentelles).

### V.2.2.1. Le poids propre du fléau

Le poids propre du fléau est déterminé uniquement à partir de sa section transversale et du poids volumique  $25 \text{ KN/m}^3$ .

Dans les prochaines formules,  $G_{\max}$  et  $G_{\min}$  représentent le poids propre des demi-fléaux.

$G_{\max}$  Est obtenu en majorant le poids de l'un des demi-fléaux de 2 %, tandis que  $G_{\min}$  est obtenu en minorant le poids de l'autre demi-fléaux de 2 %.

$$G_{\max} = G \times 1.02.$$

$$G_{\min} = G \times 0.98.$$

Poids de voussoir				Poids d'un demi-fléau				
Nb vsr	Lv(m)	Sv ( $m^2$ )	Poids (KN)	Phase	Nb vsr	Poids (KN)	$G_{\min}$ (KN)	$G_{\max}$ (KN)
VSP	5	11.8558	1481,975	1	1	1481,975	1452,33	1561,61
V1	3.7	11.8558	1096,6615	2	2	2578,63	2527,05	2630,20
V2	3.7	11.8558	1096,6615	3	3	3675,29	3601,78	3748,78
V3	3.7	11.8558	1096,6615	4	4	4771,95	4676,51	4867,38
V4	3.7	11.8558	1096,6615	5	5	5868,62	5751,24	5985,99
V5	3.7	11.8558	1096,6615	6	6	6965,28	6825,97	7104,58
V6	3.7	11.8558	1096,6615	7	7	8061,944	7900,70	8223,18

**Tableau V.1 : évaluation du poids propre de chaque phase**

### V.2.2.2. Les charges de chantier connues

Les charges connues dans chaque phase de construction sont celles pour lesquelles le poids et la position peuvent être précisément déterminés. Pour les ouvrages coulés en place, la principale charge connue est le poids de l'équipage mobile  $Q_{\text{PRC1}}$ , qui varie actuellement de 0,30 à 0,90 MN en fonction de longueur des voussoirs et de la largeur du tablier.

Dans les calculs, le poids de l'équipage doit être pris à la moitié du poids du voussoir le plus lourd. Ces charges doivent ensuite être majorées de +6% du côté du demi-fléau le plus lourd **ou** minorées de 4% du côté opposé ( $Q_{\text{PRC1-Max}}$  ou  $Q_{\text{PRC1-Min}}$ ), en suivant le même principe que pour le poids propre des fléaux.

$$Q_{\text{PRC1-Max}} = (\rho_{\text{beton}} \times S_{\text{vsc}} \times L_{\text{vsc}}/2) \times 1,06 = 581,2305 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{PRC1-Min}} = (\rho_{\text{beton}} \times S_{\text{vsc}} \times L_{\text{vsc}}/2) \times 0,96 = 526,3975 \text{ KN.}$$

### V.2.2.3. Les charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires incluent les matériaux stockés sur le tablier (tels que les rouleaux de câbles), les petits engins de chantier (comme les compresseurs), le personnel, ainsi

que les impacts climatiques varies et souvent négliges (comme la pression ascendante de vent sous un demi-fléau). Ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie, désignée par  $Q_{Pra1}$ , est appliquée sur le demi-fléau majeure dans les cas usuels. Cette charge prend en compte l'effet vertical du vent, sous la condition que la suite ne soit pas exposée.

$$Q_{Pra1} = 0,2 \text{ KN/m}^2, \text{ linéarité de la charge} \rightarrow Q_{Pra1} = 0,2 \times L_t = 2,54 \text{ KN/ml.}$$

- À l'extrémité du dernier voussoir achevé, une charge concentrée, notée  $Q_{Pra2}$  est appliquée au bout du fléau, représentant le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel.....ect.

$$Q_{Pra2} = (50 + 5L_t) = 113,5 \text{ KN.}$$

### V.2.2.3. Les actions accidentelles

Le coefficient de majoration dynamique de 2 est appliqué pour prendre en compte la chaut de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ( $F_a$ ), ce qui équivaut à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{PRC1-Max}$ .

$$F_a = -Q_{PRC1-Max} = -581,2305 \text{ KN.}$$

### V.2.3. Combinaison d'action

Dans la phase de dimensionnement, correspondant au coulage de la dernière paire de voussoirs, on suppose que les deux équipages ont été avancés. Dans cette configuration, l'un des deux voussoirs a été bétonné, tandis que le bétonnage de l'autre reste à réaliser. Ainsi, le fléau est étudié en présence d'un déséquilibre d'un voussoir.

D'après le guide de SETRA nous avons deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- **Temporaire de type A** : Pour les états limites ultimes d'équilibre statique, il est impératif que le fléau reste fermement ancré dans ses cales.
- **Accidentelles de type B** : Une justification concernant les états limites de résistance sous une combinaison accidentelle permet d'envisager le décollage du fléau de ses cales, tout en garantissant la sécurité.

#### ➤ Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

- Comb A1 :  $1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{Pra1} + Q_{Pra2} + Q_{PRC1-Max} + Q_{PRC1-Min} + [Q_w])$ .
- Comb A2 :  $0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{Pra1} + Q_{Pra2} + Q_{PRC1-Max} + Q_{PRC1-Min} + [Q_w])$ .

Dans notre cas  $Q_w = 0$  car  $L_p < 120 \text{ m}$ .

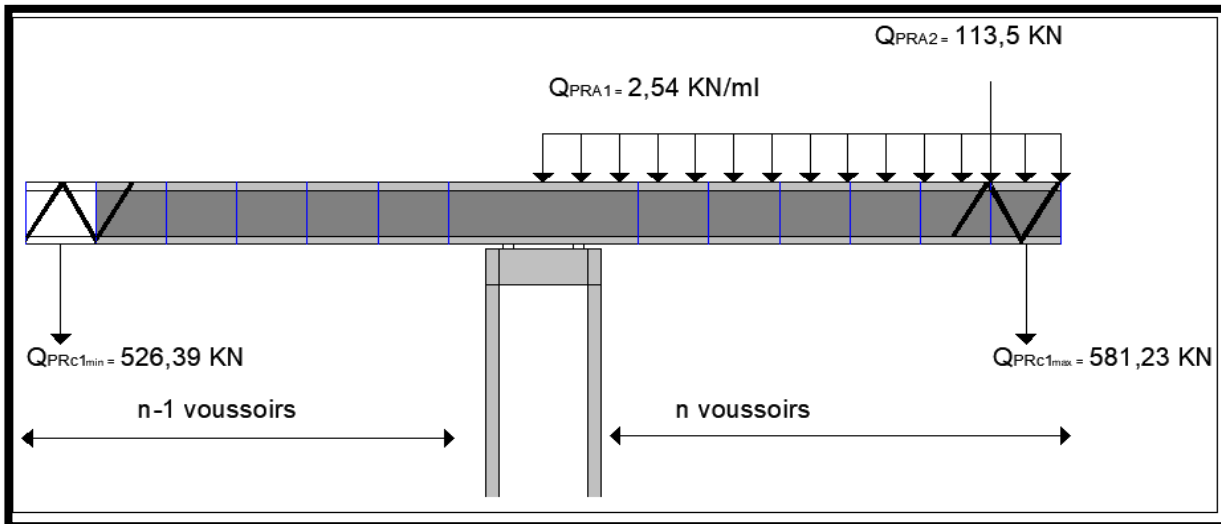


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

➤ **Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)**

- Comb B1:  $1,1 (G_{max} + G_{min} ) + (Q_{Pra1} + Q_{Pra2} + F_a + Q_{PRC1-Max} )$ .
- Comb B2:  $0,9 (G_{max} + G_{min} ) + (Q_{Pra1} + Q_{Pra2} + F_a + Q_{PRC1-Max} )$ .

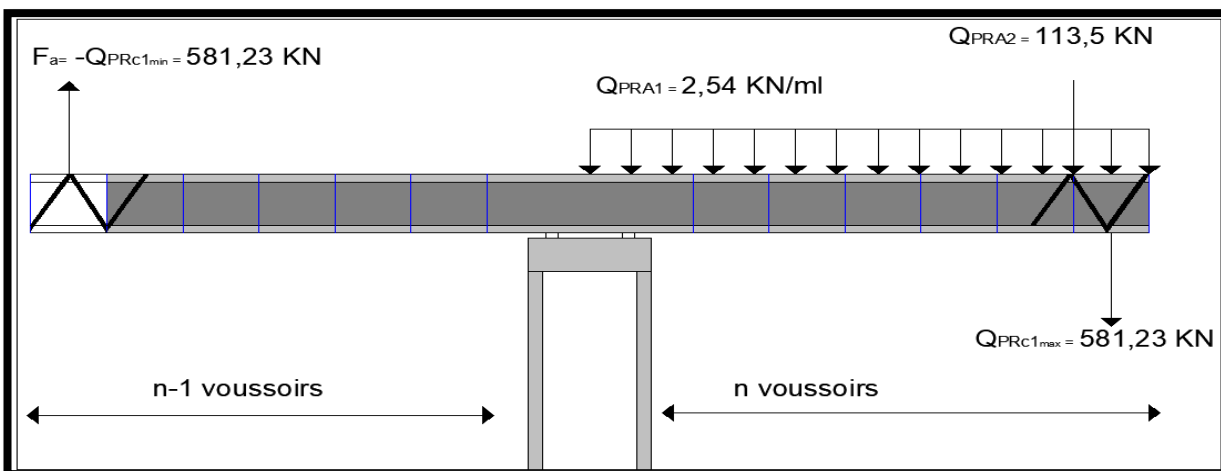


Figure V.3 : Situation accidentelle à considérer.

**V.2.4. Evaluation de efforts**

Pour évaluer les efforts, nous utilisons un modèle de calcul à l'aide de MIDAS , Ce modèle suppose que le tablier fonctionne comme une bi-console.

La 7<sup>eme</sup> phase présente le maximum d'efforts, dont les résultats dans le tableau suivant :

Phase 7	$M_{max}$ (KN.m)	N (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	N (KN)
	Combinaison A1		Combinaison A2	
	145 901	10 000,2	123 540	8 355,61
Combinaison B1		Combinaison B2		
	141 318	9 809,28	118 957	8 164,65

Tableau V.2 : évaluation Des efforts max.

### V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Cette méthode est l'une des solutions les plus couramment utilisées et économiques pour assurer la stabilité des piles lors des travaux de construction « Réalisation des fléaux » provisoirement, à l'aide des organes d'ancrage reposant sur deux fils de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux fils de câbles, et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

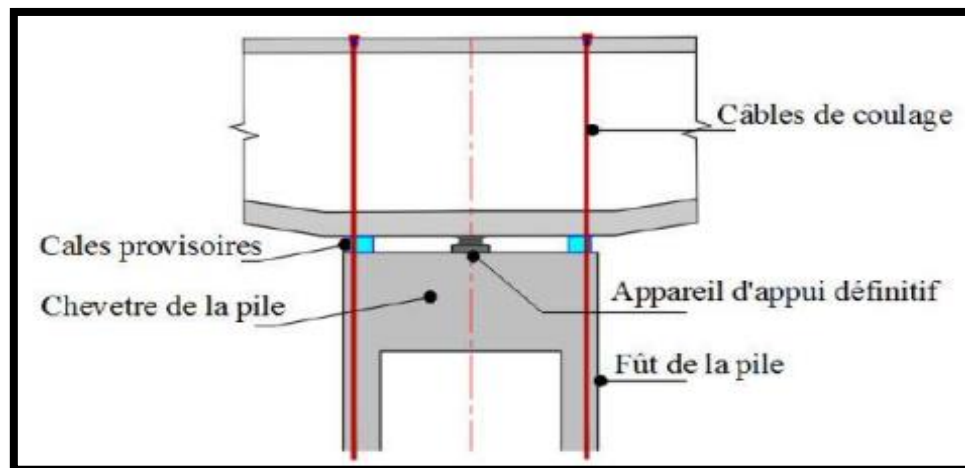


Figure V.4 : Schéma du clouage sur pile par des câbles.

#### V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

- ♦ **M** et **N** : sollicitations résultantes des combinaisons type A et B.
- ♦ **Ra** et **Rb** : les réactions.
- ♦ **F<sub>i</sub>** : force de « n » câbles d'une file.
- ♦ **e** : la distance entre axes des deux fils de cales d'appui provisoire.
- ♦ **d** : distance entre un câble et la file de cale opposée. entraxe (cale-câble)

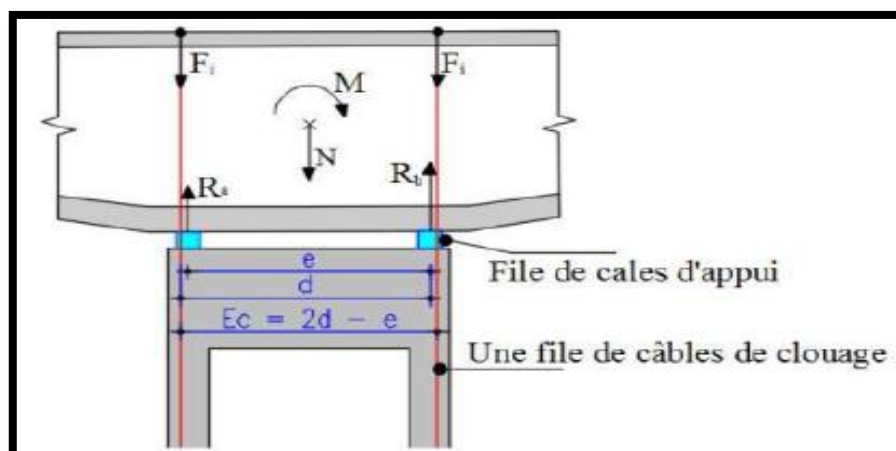


Figure V.5 : Géométrie du système de clouage.

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts :  $M/N$  de chaque combinaison A et B.

- **Dans le cas où  $M/N < e/2$**  : le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois par sécurité un minimum de deux paires de câbles.
- **Dans le cas où  $M/N > e/2$**  : les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A et B.

On prend l'aménagement de la tête de la pile donne :  $e = 3,7$  m donc  $e/2 = 1,85$  m et  $d = 4.3$  m.

D'après les résultats obtenus dans le tableau V.3 , on a pour toutes les combinaisons une excentricité de la résultante des efforts :  $M/N > E/2$ , donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage, On distingue 2 cas :

➤ **Situation temporaire de construction (combinaisons A)**

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de calle A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » et donne par :

$$n \times s = \left( \frac{M}{E} - \frac{N}{2} \right) / ((1 - \Delta_p) \times \sigma_{p0} .$$

Avec :

$\Delta_p$  : est la perte de tension estimée.  $\Delta_p = 25$  %.

$\sigma_{p0}$  : est la contrainte e l'origine.  $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1416$  MPa.

Tell que :  $f_{prg} = 1770$  MPa et  $f_{peg} = 1593$  MPa : limites de rupture et élastique.

s : section d'un câble 12T15 = 1668 mm<sup>2</sup>.

➤ **Situation accidentelle (combinaisons B) :**

Le voussoir de la pile, soumis à l'action combinée de la résultante N et du moment M des charges appliquées sur le fléau, reste en équilibre grâce à la surtension  $F_i2$  des câbles d'une rangée d'appuis temporaires et à la compression  $R_b$  des cales de l'autre rangée d'appuis. Le nombre de câble donner par :

$$n \times s = \left( M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{k} .$$

$$K = (1 - \Delta_p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) \times (f_{peg} / \gamma_p) \times (d^2 + (d - e)^2).$$

$\gamma_p = 1$ . Pour les actions accidentelles.

Comb	M (KN.m)	N (KN)	M / N (m)	e / 2 (m)	n × s (mm <sup>2</sup> )	n de câbles
<b>A1</b>	39701.8	18166.8	2.185404144	1.85	1550.674403	0.929660913
<b>A2</b>	33609.2	15157	2.2174045	1.85	1417.201099	0.849640947
<b>B1</b>	63594.7	16736.6	3.799738298	1.85	5485.661237	3.28876573
<b>B2</b>	57502	13726.8	4.189031675	1.85	5397.477424	3.235897736

**Tableau V.3 : calcul de nombre de câbles de clouage.**

Alors on opte **4 câbles de 12T15** par file de cales.

### V.2.5.2. Calcul de la surface de cales

La formule suivante exprime la surface des cales en supposant qu'il y a deux cales de dimensions "a × b" par ligne d'appui.

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{F_{cmax}}$$

$F_{cmax} = \min ( F_{clim} ; F_{cf} )$  : représente la contrainte qu'il ne faut pas dépasser.

En augmentant la résistance caractéristique en compression du béton des cales, qui est fretté, et en fixant le pourcentage de frettage à 2% dans le cas courant, on obtient :

$$F_{cf} = f_{c28} + 20 \rightarrow 70 \text{ MPa.}$$

$F_{clim}$  : Le guide SETRA fournit les valeurs-limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer, pour ces proportions.

Type de combinaison à l'ELU	$F_{clim}$
Combinaison ne comportant pas d'actions permanentes	0,61 à 0,65 $F_{cj}$
Combinaisons fondamentales	0,72 à 0,75 $F_{cj}$
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 $F_{cj}$

**Tableau V.4 : valeurs limites de contrainte de compression**

Nous allons opter pour :  $F_{clim} = 0,98 \times f_{c28} = 0,98 \times 50 = 49 \text{ MPa.}$

Donc :  $F_{cmax} = \min (49 ; 70) \rightarrow F_{cmax} = 49 \text{ MPa.}$

On a :  $R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{2} + F_i$  avec :  $F_i = (1 - \Delta P) \times n \times \sigma_{p0} \times s$

♦ Application numérique :

$$F_i = (1 - 0,25) \times 4 \times 1416 \times 1668 \times 10^{-3} \text{ Donc : } F_i = 7085,664 \text{ KN.}$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i = \frac{16736,6}{2} + \frac{63594,7}{3,7} + 7085,664.$$

$$R_b = 32641,72 \text{ KN.}$$

$$S = 2 \times a \times b = \frac{32641,72 \times 10^{-3}}{49} = 0,67 \text{ m}^2.$$

Donc on trouve :  $a \times b = 0,335 \text{ m}^2$ . On prend  $a = b$ .

Alors on trouve 4 cales (appui fretté) de dimension  $(0,6 \times 0,6) \text{ m}^2$ .

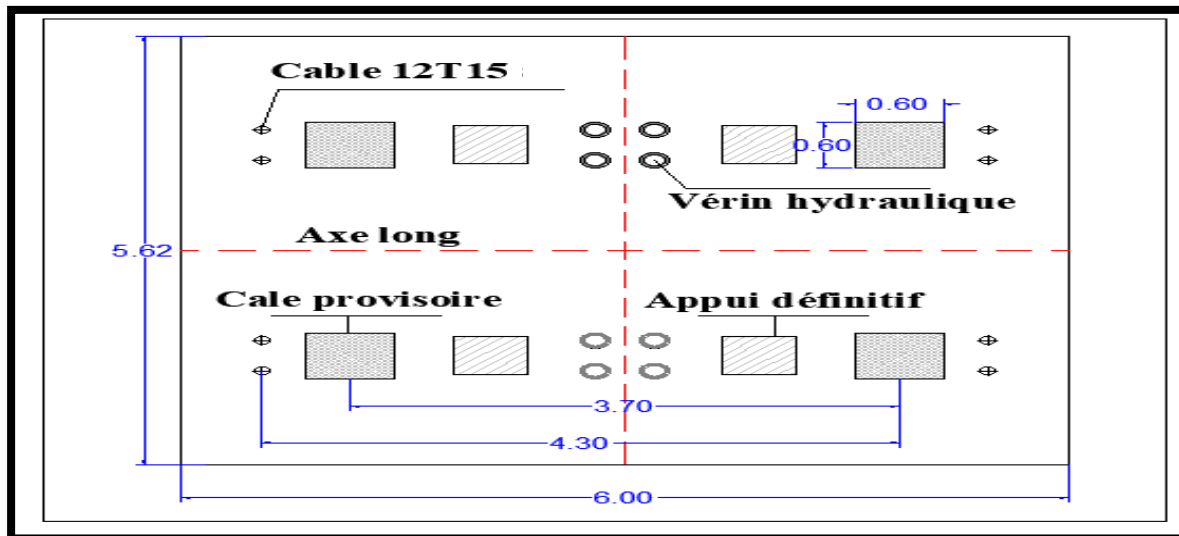


Figure V.6 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

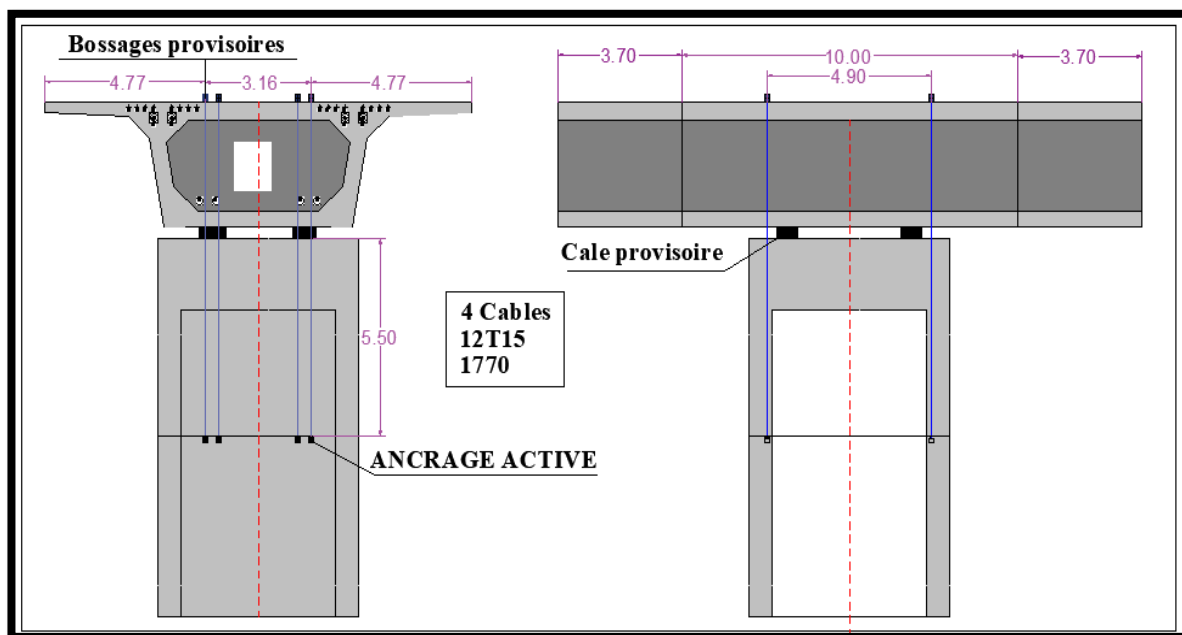


Figure V.7 : Tracé des câbles de clouage.

### V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

#### V.3.1. Combinaisons d'action

Selon l'Eurocode EN 1990 on a :

➤ **Etat Limite Ultime**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{K,i}$$

- ♦ **Exemples** : on trouve le groupe de charge gr11, avec le tableau (1,2) de UIC on a :

1) Si **g11** et **Z** Action variable dominante :

$$1.35G + 1.35P + 1.45g_{11} + 1,5 \times Z + (1.33 \times 1,35) \text{ Ballast}$$

**Z** : combinaisons thermiques selon l'Eurocode EN 1990.

2) Si **g11** et **Z** Action accompagnante :

$$1.35G + 1.35P + (1.45 \times 0.8) \times (g_{11}) + (1,5 \times 0.6) \times (Z) + (1.33 \times 1,35) \text{ Ballast}$$

➤ **Etat Limite de Service**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{K,i}$$

3) Si **g11** et **Z** Action variable dominante :

$$G + P + g_{11} + Z + 1,33 \text{ Ballast}$$

4) Si **g11** et **Z** Action accompagnante :

$$G + P + (1 \times 0.8) g_{11} + (1 \times 0.6) Z + 1,33 \text{ Ballast}$$

### V.3. MODELISATION

La modélisation constitue l'étape cruciale dans l'étude d'une structure. Quel que soit le degré de complexité du modèle, l'objectif est de l'élaboration un modèle capable de décrire de manière approximative mais adéquate le comportement de la structure sous diverses conditions.

La modélisation d'une structure inclut généralement les étapes suivantes :

- Définir la structure.
- Définir les différentes sections de l'ouvrage.
- Définir la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier, etc.).
- Définir les conditions d'appui.
- Définir les cas de charge et les combinaisons de calcul.
- Les résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est réalisée de la manière suivante :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont préalablement définis dans les chapitres précédents.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples et double.
- Les charges et surcharges, ainsi que leurs combinaisons, sont déterminées conformément à l'Eurocode 1.

## ❖ Résultats

Le logiciel de calcul applique la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour déterminer les efforts internes (M et T) ainsi que les déformations des éléments de la structure.

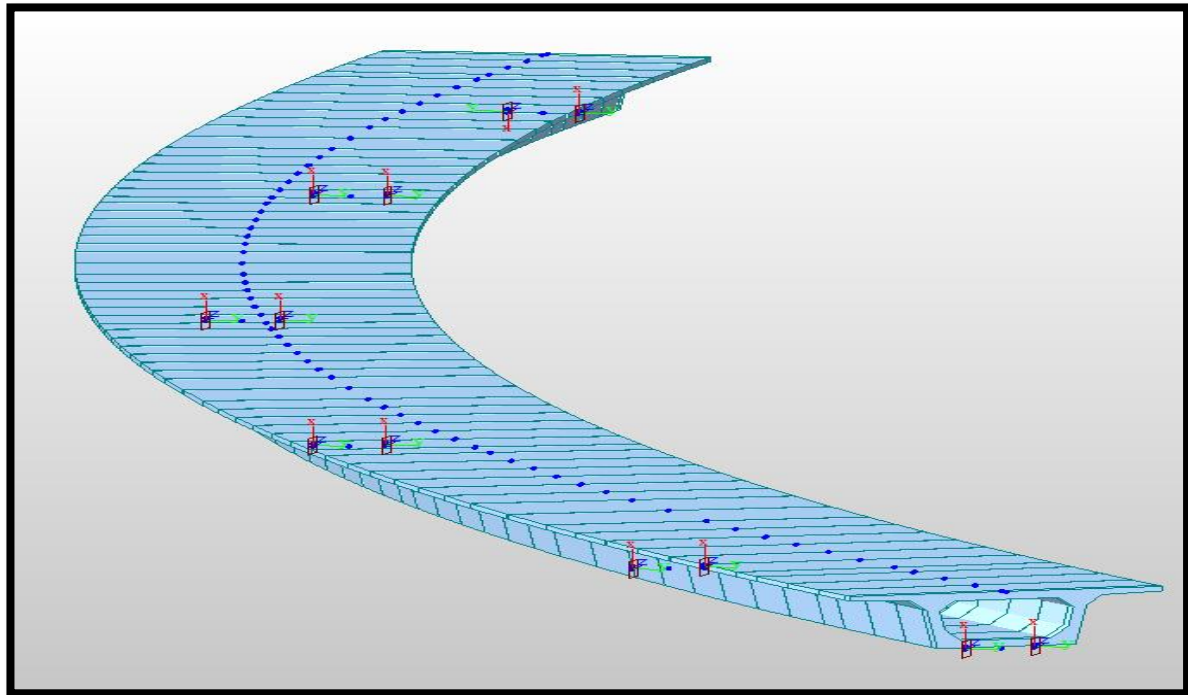


Figure V.8 : Modèle de calcul.

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, prenant en compte les combinaisons les plus défavorables à (ELS) et à (ELU).

Les valeurs sont exprimées en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

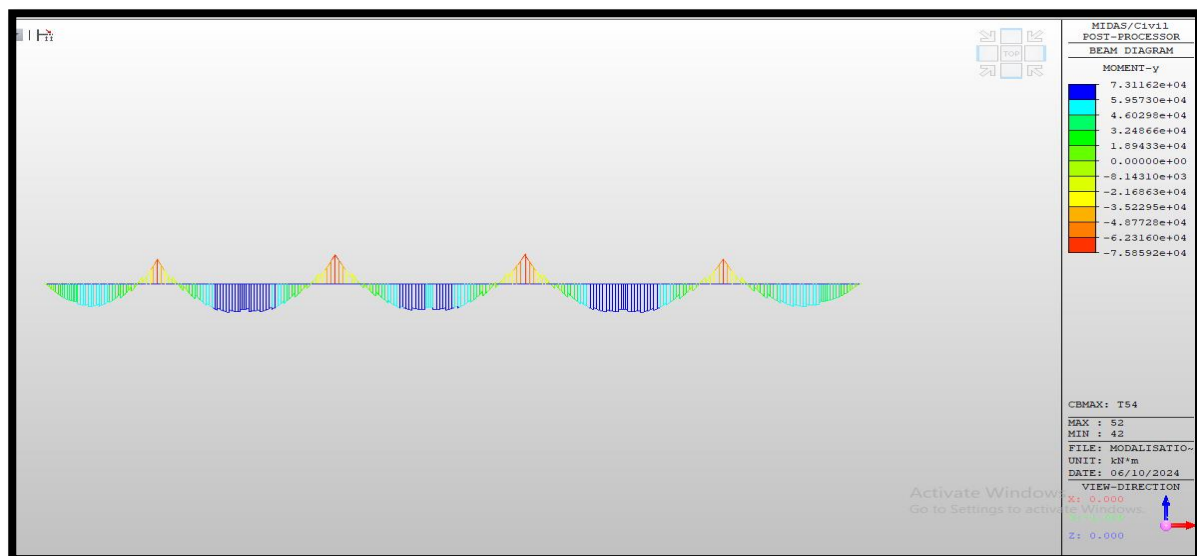


Figure V.9 :  $M_{\max}$  à l'ELS ( T54 ).

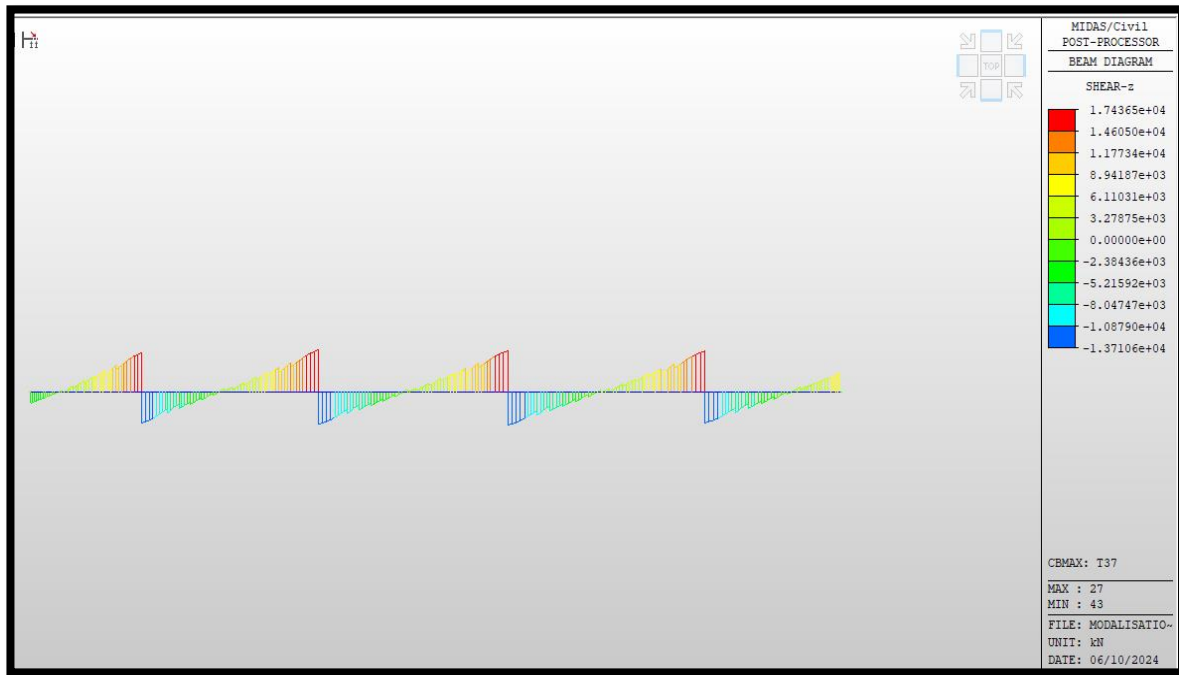


Figure V.10:  $T_{max}$  à l'ELS ( T37 ).

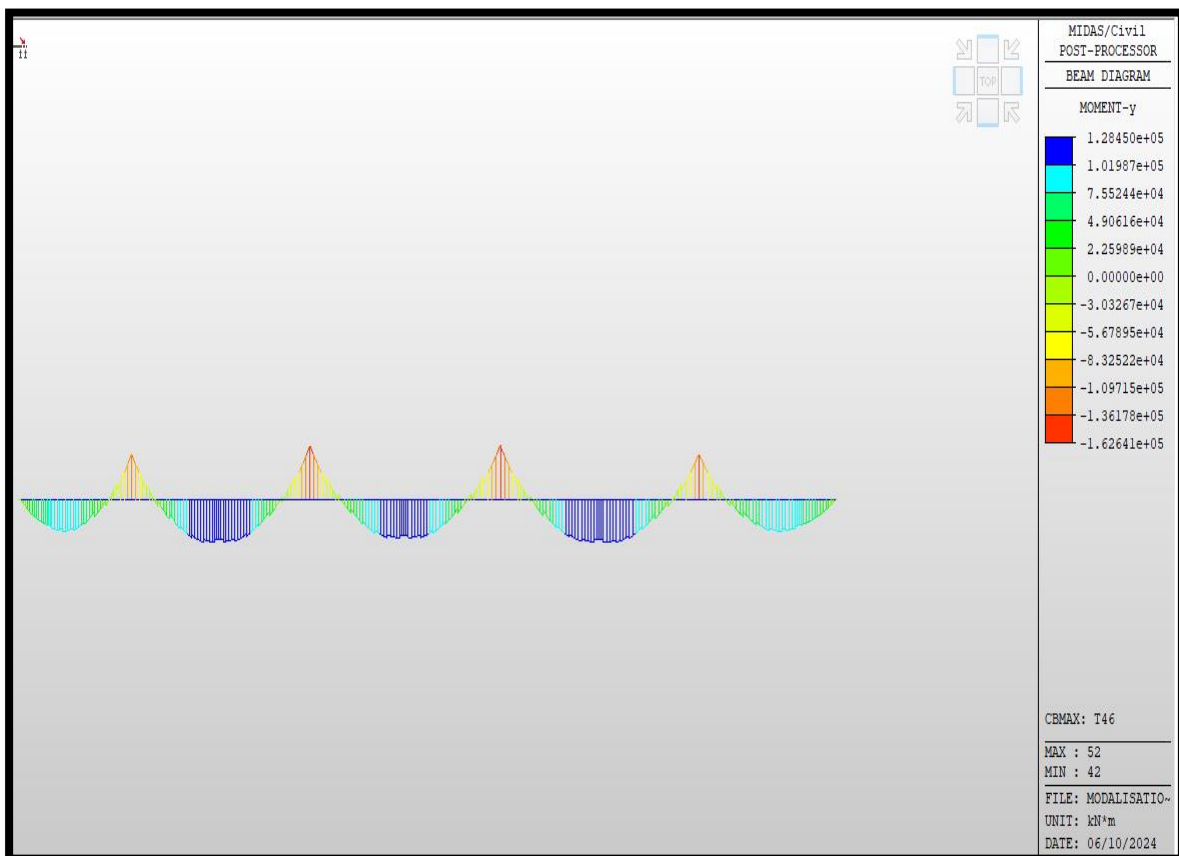


Figure V. 11:  $M_{max}$  à l'ELU (T46).

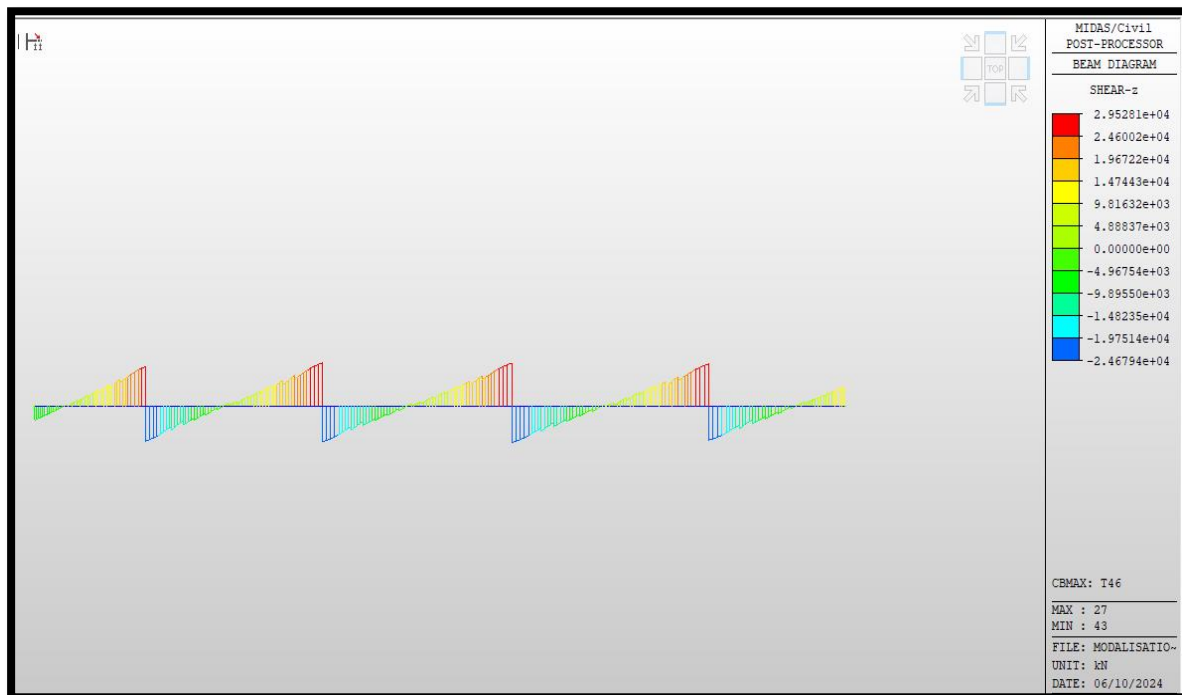


Figure V.12 :  $T_{max}$  à l'ELU (T46).

#### V.4. CONCLUSION

Au cours de ce chapitre, nous avons appris que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs, construit par encorbellements successifs, se divise en deux phases :

La première phase se situe avant l'achèvement des fléaux, où l'analyse de la stabilité de ces derniers est essentielle. Durant cette étape, le système mécanique est isostatique et le moment au niveau des encastremets sur les piles est à son maximum.

La deuxième phase commence après la réalisation du clavage et la mise en tension des câbles de continuité, où le schéma statique devient hyperstatique.

Étant donné que toutes les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons d'actions définies au préalable, nous allons ensuite examiner la précontrainte nécessaire pour que le tablier puisse résister à ces sollicitations.

# **CHAPITRES VI**

## **ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

## VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous aborderons d'abord la détermination du nombre optimal de câble, puis nous procéderons au calcul des pertes associées a ces câbles, pour enfin conclure par la vérification de contraintes présentes dans le béton.

L'application du procédé de précontrainte aux points construits par encorbellements successifs se déroule principalement en deux étapes :

- La première consiste à maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile grâce à une précontrainte verticale (câbles de clouage), tandis que la seconde étape implique de coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- Dans la seconde phase, les fléaux sont reliés entre eux et aux parties de rives, érigées sur des cintres, par une précontrainte désignée sous le nom de précontrainte de continuité.

Nous sommes détails ces deux étapes dans le chapitre suivant.

## VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DE FLEAU

Les câbles de fléau, positionnés près de la membrure supérieure du caisson, sont tendus symétriquement de chaque côté de l'axe de la pile au fur et à mesure de la progression de la construction, dans le but de :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs du au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- En service, pour participer avec les câbles de continuité a la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

### VI.2.1. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre de câbles de fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1-\Delta_P) \times P_0}$$

Avec :  $P$  : la force de précontrainte.

$n$  : nombre de câbles.

$P_0$  : effort de précontrainte limite créé par un câble 19T15s, classe 1770.

$\Delta_P$  : le pourcentage des pertes estime à 25 %.

#### ➤ Evaluation de l'effort de précontrainte $P_0$ :

La tension d'origine :  $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1416 \text{ MPa}$ .

Tell que :  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$  et  $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$ .

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{19T15s}, S_{19T15s} = 2850 \rightarrow P_0 = 4035,6 \text{ KN.}$$

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P est calculé à partir de relation suivante :**

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}; e = v - d.$$

Avec **P** : La force de précontrainte.

**v** : La distance du centre de gravité de la section considérée la fibre supérieure.

**I** : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

**e** : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

**M** : moment maximal dû au poids propre et surcharge.

**S** : La section du voussoir sur l'axe de pile.

♦ **Application numérique :**

$M = 145\,901 \text{ KN.m}$  (Combinaison de charge  $A_1$  – Axe VSP).

$d = 0.15 \text{ m}$  (enrobage) ;  $I = 19,7844 \text{ m}^4$  ;  $S = 11,8558 \text{ m}^2$ .

$v = 1,34 \text{ m}$  ;  $v' = 2,16 \text{ m}$  ;  $e = 1,19 \text{ m}$  ;  $P_0 = 4035,6 \text{ KN.}$ ;  $\Delta_P = 25\%$ .

donc :  $P = 59909.9605 \text{ KN}$

D'où :  $n \geq 19.7938218$  câbles.

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après.

Position	X (m)	M (KN.m)	I ( $m^4$ )	S ( $m^2$ )	v (m)	e (m)	P (KN)	Nbr calculé	Nbr retenu
Axe VSP	0	145900.67	19.7844	11.8558	1.34	1.19	59909.82	19.79	<b>20</b>
Fin VSP	5	100118.92	19.7844	11.8558	1.34	1.19	41110.89	13.58	<b>16</b>
Fin V1	8.7	71638.25	19.7844	11.8558	1.34	1.19	29416.14	9.72	<b>12</b>
Fin V2	12.4	47748.59	19.7844	11.8558	1.34	1.19	19606.55	6.47	<b>8</b>
Fin 3	16.1	28451.78	19.7844	11.8558	1.34	1.19	11682.88	3.85	<b>6</b>
Fin V4	19.8	13749.28	19.7844	11.8558	1.34	1.19	5645.73	1.86	<b>4</b>
Fin V5	23.5	3642.15	19.7844	11.8558	1.34	1.19	1495.54	0.49	<b>2</b>
Fin V6	27.2	0	19.7844	11.8558	1.34	1.19	0	0	<b>0</b>

**Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.**

## ❖ Note :

- Le nombre de câble doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

**VI.2.2. Vérification des contrainte normale**

Cette phase regroupe l'ensemble des résultats antérieurs pour justifier chaque section du tablier. Les vérifications effectrices englobent l'évaluation des contraintes normales tant dans les fibres supérieures que dans les fibres inférieures, que ce soit pendant la phase de construction ou en service. Ceci nous amené à garantir que les contraintes normales demeurent en ça des valeurs limites acceptables pour chaque section.

La condition a vérifié est la suivante :  $\overline{\sigma}_{bt} \leq \overline{\sigma}_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma(y) = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times y}{I} + \frac{M \times y}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times v}{I} - \frac{M \times v}{I} \quad \cdot \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e_0 \times v'}{I} + \frac{M \times v'}{I}.$$

Avec : **P** : effort de précontrainte.

**S** : surface de la section considérée ( $S = 11,8558 \text{ m}^2$ )

**I** : inertie de la section considérée ( $I = 19,7844 \text{ m}^4$ )

**e<sub>0</sub>** : excentricité du câble de précontrainte moyen.

**M** : moment extérieur.

**v** : la distance de son centre de gravite à la fibre extérieure.

**v'** : la distance de son centre de gravite à la fibre intérieure.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 50 = 30 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.6 = -5.4 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3.6 = -2.52 \text{ MPa.}$$

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

Position	M (KN.m)	V (m)	e (m)	P (KN)	v' (m)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	vérification
Axe VSP	145900.67	1.34	1.19	60534	2.16	0.10	13.17	vérifier
Fin VSP	100118.92	1.34	1.19	48427.2	2.16	1.2	8.72	vérifier
Fin V1	71638.25	1.34	1.19	36320.4	2.16	1.13	6.16	vérifier
Fin V2	47748.59	1.34	1.19	24213.6	2.16	0.75	4.10	vérifier
Fin 3	28451.78	1.34	1.19	18160.2	2.16	1.06	2.27	vérifier

Fin V4	13749.28	1.34	1.19	12106.8	2.16	1.06572477	0.94935318	vérifier
Fin V5	3642.15	1.34	1.19	6053.4	2.16	0.75179935	0.12176326	vérifier
Fin V6	0	1.34	1.19	0	2.16	0	0	vérifier

Tableau VI. 2: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

VI.2.3. Disposition enrobage des câbles

Afin de faciliter le coulage du béton (chemin de bétonnage) et de prévenir toute interférence entre les paquets de gaines lors de la mise en tension, il est impératif de maintenir une distance minimale entre les conduits et garantir le respect de l'enrobage.

- L'espacement horizontal entre les deux bords :  $e_h \geq \varnothing_g \rightarrow e_h \geq 9.5 \text{ cm}$ .
- L'espacement vertical entre les deux bords :  $e_v \geq \varnothing_g \rightarrow e_v \geq 9.5 \text{ cm}$ .
- L'enrobage  $C = \max \left\{ \frac{3}{4} \times a ; \varnothing_g ; d \right\}$ , avec  $d = 4 \text{ cm}$ ,  $a = \varnothing_g = 9.5 \text{ cm}$ .  $\rightarrow C \geq 9.5 \text{ cm}$ .

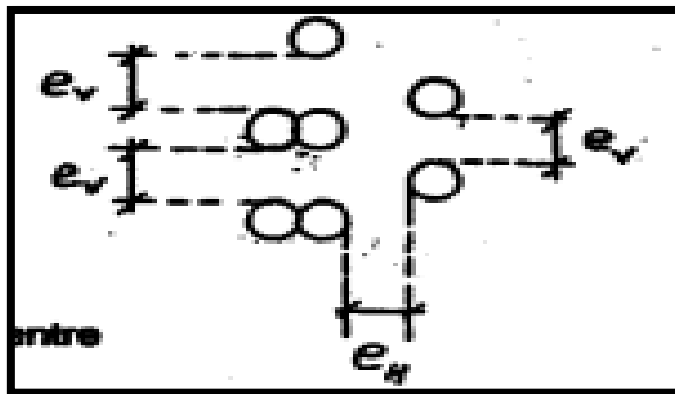


Figure VI.1 : Disposition enrobage des câbles.







Avec $e_h \leq 5 \text{ cm}$ et $e_v \leq 4 \text{ cm}$			
$p =$ $q =$	1	2	3
1	 $e_h \geq \varnothing$ $e_v \geq \varnothing$	 $\varnothing \leq 10 \text{ cm}$ $e_h \geq \varnothing$ $e_v \geq \varnothing$	 $\varnothing \leq 5 \text{ cm}$ $e_h \geq 1,5 \varnothing$ $e_v \geq \varnothing$
2	 $\varnothing \leq 5 \text{ cm}$ $e_h \geq 1,5 \varnothing$ $e_v \geq \varnothing$	 $\varnothing \leq 5 \text{ cm}$ $e_h \geq 1,5 \varnothing$ $e_v \geq 1,2 \varnothing$	 $\varnothing \leq 5 \text{ cm}$ $e_h \geq 1,5 \varnothing$ $e_v \geq 1,2 \varnothing$

Figure VI.2 : Espacement des câbles.

### VI.2.4. Disposition des encrages

Selon la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

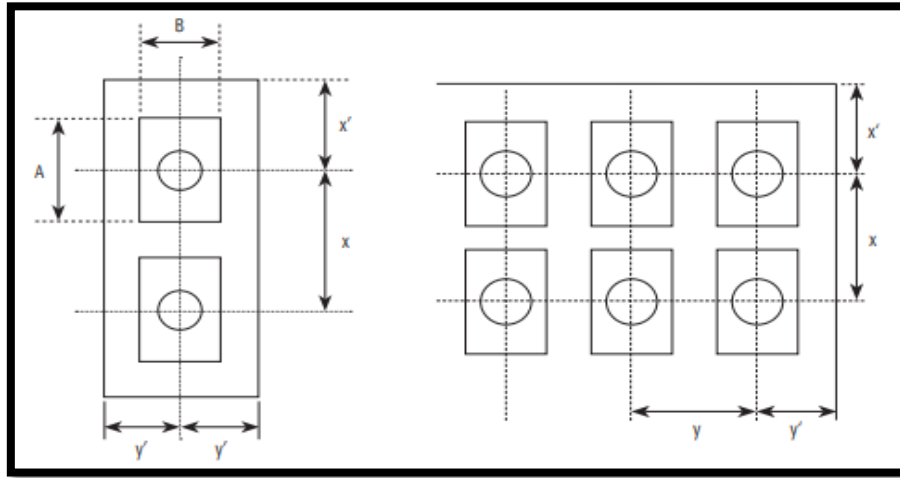


Figure VI.3 : Disposition des ancrages selon Freyssinet.

Les dimensions  $x$  et  $y$  doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30$  (mm)
- $y > B + 30$  (mm)
- $x \times y \geq a \times b$
- $x \geq 0.85 \times a$
- $y \geq 0.85 \times b$
- $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm)
- $y' \geq 0.5 \times y + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm)

Avec :

- $A, B$  : dimensions en plan de la tromplaque ( $A \geq B$ ).

Telle que :  $A = 300$  mm ,  $B = 250$  mm

- $a, b$  : dimensions du prisme d'essai ( $a \geq b$ ).

Les dimensions du ( $a, b$ ) dans le tableau ci-dessous à partir de class de résistance du béton  $f_{cm0}$  :  $f_{cm0} = f_{c28} + 8$  MPa

Si le projet prévoit une valeur pour  $f_{cm0}$  différente de celles indiquées dans le tableau ci-après, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de  $x$  et  $y$ .

Cependant, il n'est pas possible d'atteindre une pleine force lorsque  $f_{cm0}$  est inférieure à la plus faible des valeurs indiquées dans ce tableau. On peut alors définir  $a$  et  $b$  pour 30 % de  $f_{cm0}$ .

Unités	A = b (mm)		
	$f_{cm0}$ (MPa)		
	24	44	60
19C15s	530	400	380

Tableau VI.3 : Distance a et b.

➤ Application numérique :

$$f_{cm0} = 50 + 8 = 58 \text{ MPa}$$

Donc on détermine a et b à partir de  $0.3f_{cm0} = 17,4 \text{ MPa}$  alors :  $a = b = 530 \text{ mm}$ .

$$X \geq 300 + 30 \rightarrow x \geq 330 \text{ mm}$$

$$y \geq 250 + 30 \rightarrow y \geq 280 \text{ mm}$$

$$x \times y \geq 530 \times 530 = 280900 \text{ mm}^2$$

$$y \geq 0.85 \times 530 = 450.5 \text{ mm}$$

donc on trouve : **y = 530 mm**

Par convention, le numéro de câble correspond au numéro du voussoir dans lequel la mise tension est réalisée. La figure ci-après illustre la disposition des câbles à la fin du voussoir V1, où les câbles C0 sont ancrés.

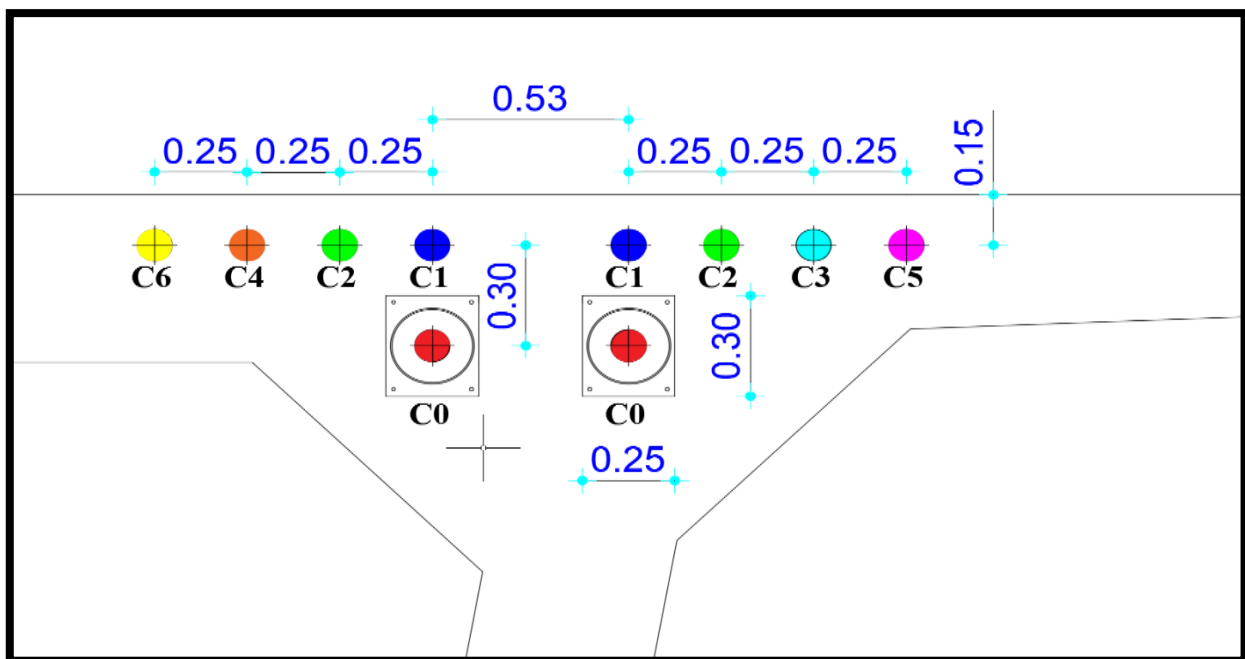


Figure VI.4 : Disposition des câbles de fléau et position des ancrages.

### VI.2.5. Trace des câbles en plan

Dans le plan, les câbles de précontrainte suivent une trace parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils adoptent une trajectoire en forme de 'S' jusqu'à l'ancrage.

Cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages conservent un trace longitudinal dans le plan (C0 et C1).

➤ **Allure en plan des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole :  $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{L}\right)^2$
- Les rayons de courbure :  $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$  ;  $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{(x_i)}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{(x_{i+1})}$

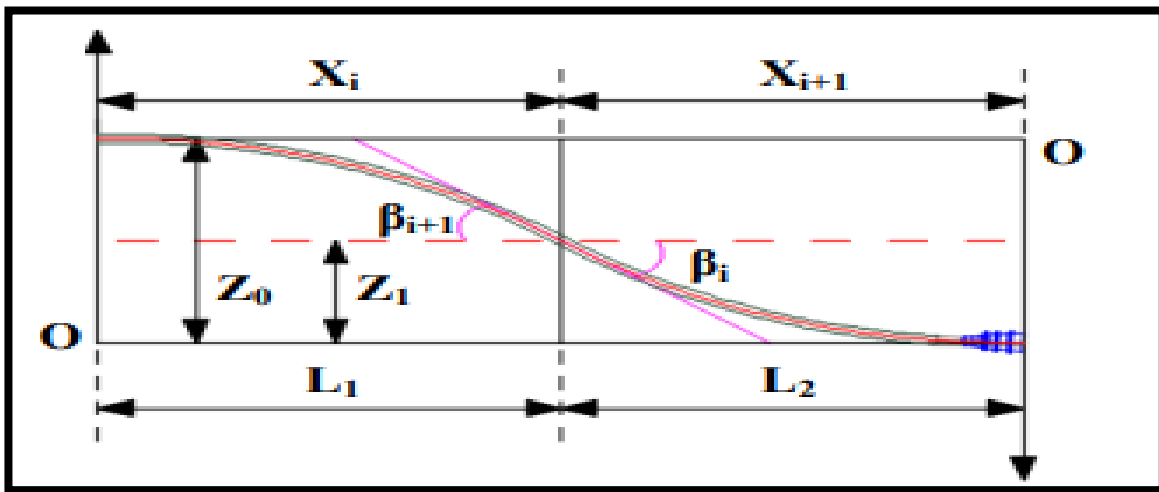


Figure VI.5 :Tracé en plan des câbles de fléau.

- Dans notre cas, les deux courbes auront une allure identique mais dans direction opposées :

$$x_i = x_{i+1}, \quad \beta_i = \beta_{i+1}, \quad R_i = R_{i+1}, \quad z_i = 2 \times z_{i+1}.$$

### VI.2.6. Trace des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les contraintes des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0) ne subissent aucune déviation en élévation.

➤ **Allure en élévation des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole :  $y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L}\right)^2$
- Les rayons de courbure :  $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$

$$- \text{l'angle de déviation : } \alpha_n = \text{Arctg} \left( 2 \times (d_1 - d_0) \right) \frac{x}{l^2}$$

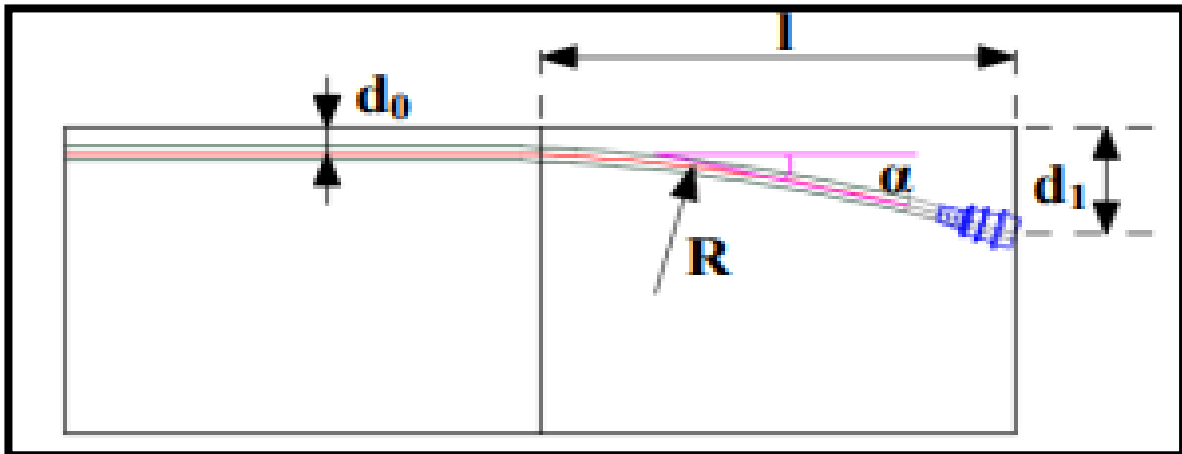


Figure VI.6: Tracée en élévation des câbles de fléau.

$d_1$  : distance du point d'ancrage a la fibre supérieure.

$d_0$  : distance du CDG du câble a la fibre supérieure.

$l$  : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

$R_{min}$  : rayon minimal de câbles 19T15s

$R_{min} = 100 \times \text{diamètre intérieur} = 100 \times 95(\text{mm}) = 9,5\text{m}$  ( selon la norme européenne)

### VI.2.6. Résultat

- ❖ Dans cet exemple on va étudier le tracé de **câble C2** :

$$L = 3.7\text{m} ; x_0 = x_1 = 1.85\text{m} ; Z_0 = 0.25\text{ m} ; Z_1 = 0.125\text{ m.}$$

$$d_0 = 0.15 ; d_1 = 0.45\text{ m.}$$

- ♦ **En plan**

$$Z = 0.25 + (0.125 - 0.25) \left( \frac{x}{3.7} \right)^2$$

$$Z \rightarrow 0.25 - 0.0365 x^2$$

$$R_i(x) = \frac{(1.85)^2}{2 \times (0.25 - 0.125)} = 13.69\text{m.}$$

$$\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.125)}{(1.85)} = 0.1343\text{ rad}$$

- ♦ **En élévation**

$$y = 0.15 + (0.45 - 0.15) \left( \frac{x}{3.7} \right)^2$$

$$y \rightarrow 0.15 + 0.0219 x^2$$

$$R_c = \frac{3.7^2}{2 \times (0.45 - 0.15)} = 22.816\text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg} \left( 2 \times (0.45 - 0.15) \right) / 3.7 = 0.16\text{ rad.}$$

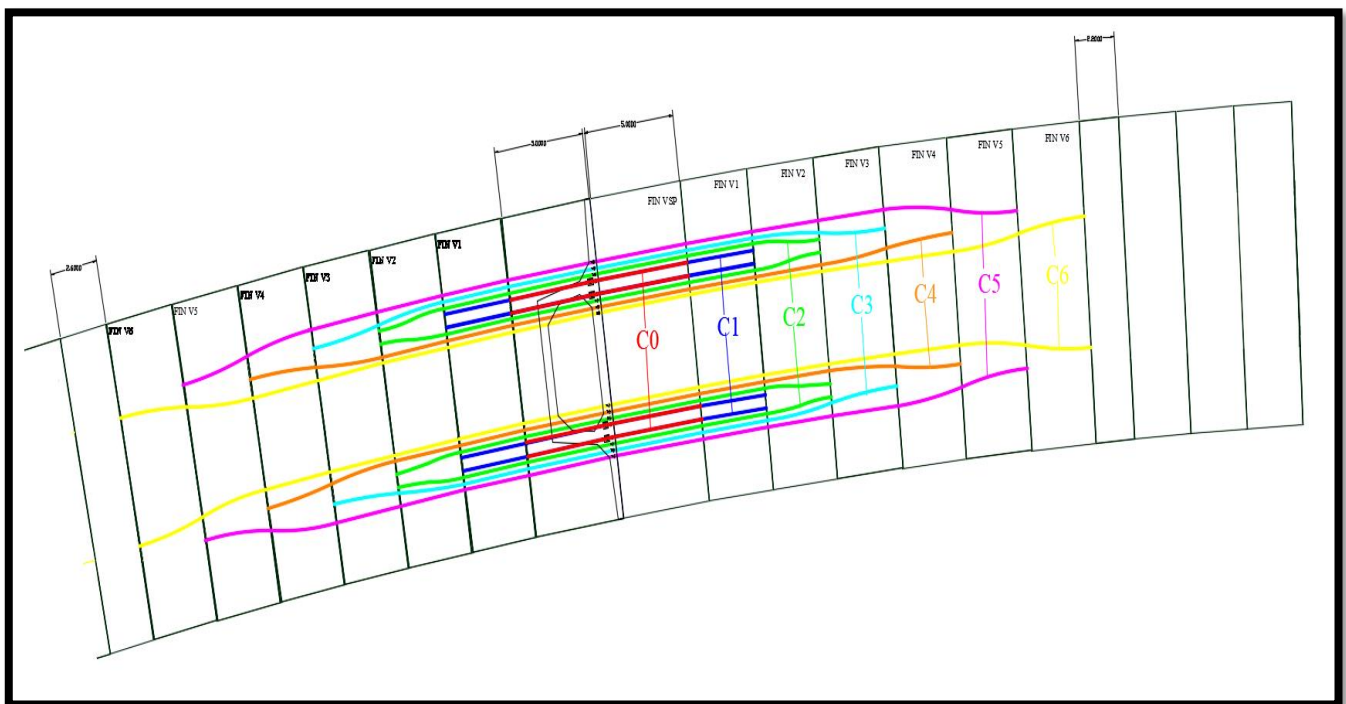
○ Le reste résultats dans les tableaux suivant :

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$X_i = X_{i+1}(m)$	$R(m)$	$\beta_i = \beta_{i+1} (rad)$	$Z(x)$
C0 ; C1	<b>Rectiligne</b>					
C2	0.25	0.125	1.85	13.69	0.13431851	$0.25-0.0365 x^2$
C3 : C4	0.5	0.25	3.7	27.38	0.13431851	$0.5-0.073x^2$
C5 :C6	0.75	0.375	3.7	18.2533333	0.19997134	$0.75-0.1095x^2$

**Tableau VI.4: L'allure de tracé en plan des câbles de fléau.**

Câble	L (m)	$d_0 (m)$	$d_1 (m)$	$R(m)$	Alpha(rad)	$y(x)$
C0	<b>Rectiligne</b>					
C1; C2 ;C3 ;C4 ;C5 ;C6	3.7	0.15	0.45	22.816	0.16	$0.15 + 0.081 x^2$

**Tableau VI.5: L'allure de tracé en élévation des câbles de fléau**



**Figure VI.7: Tracé en plan**

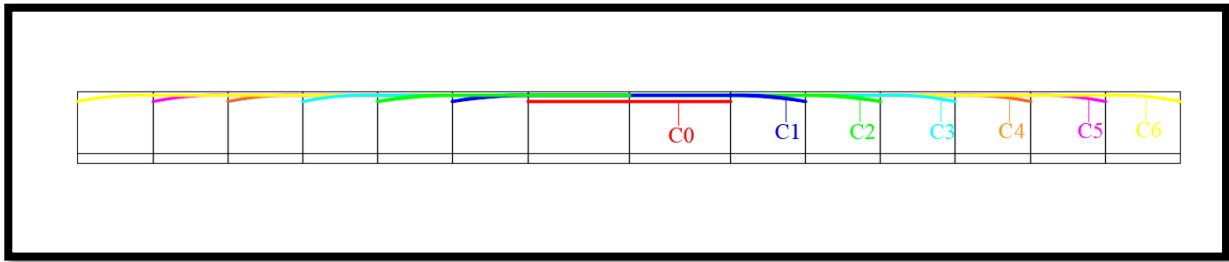


Figure VI.8 : tracé en élévation.

### VI.2.6. Évaluation les pertes de précontraintes

Dans le contexte du béton précontraint, les pertes de précontraintes, généralement définies comme toutes les différences entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force effective exercer en un point spécifique d'une armature a un moment donné, sont significatives.

En effet, il est observé une perte d'environ 25% de la tension initiale. Ces pertes peuvent être classée en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

#### VI.2.6.1. Les pertes instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement,  $\Delta\sigma_{\varphi}$ .
- Pertes de tension par recul de l'ancrage,  $\Delta\sigma_g$ .
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton,  $\Delta\sigma_e$ .

La valeur des pertes instantanées pour une même abscisse x est déterminée en utilisant la formule suivante :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

##### VI.2.6.1.1. Pertes de tension par frottement

Cette catégorie de perte survient lorsque les câbles frottent contre la gaine lors de la mise en tension , Effectivement, le déplacement du câble l'intérieur de la gaine est entrave par sa courbure en plan ainsi qu'en élévation. Dans la partie linéaire,

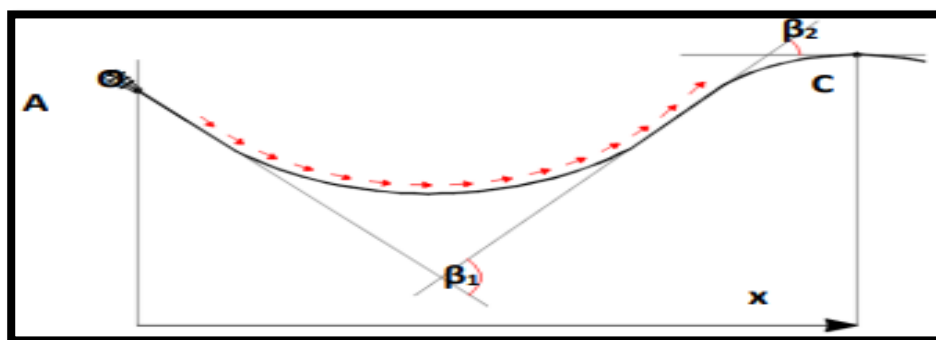


Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension

le trace réel du câble présent des déviations parasites dans les gaines. Tout ceci est synthétisé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta - \varphi \times x)})$$

Avec :  $\sigma_{p0}$  : la tension a l'origine.

$e$  : la base des logarithmes népériens.

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

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

$\varphi$  : coefficient de frottement droit ( $m^{-1}$ ).

$x$  : l'abscisse a partir de l'ancrage (m).

$\theta$  : la variation angulaire a l'abscisse  $x$  (rd).

Si les déviations  $\alpha$  en élévation et  $\beta$  en plan ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :  $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$

Si les déviations se succèdent (qui est notre cas), la déviation totale à considérer est la somme :  $\theta = \alpha + \beta$

#### VI.2.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Lorsque l'effort de tension est transmis du vérin a l'ancrage, il peut y avoir un glissement des câbles dans les clavettes, ainsi qu'un glissement des clavettes dans les plaques d'ancrage. Ce phénomène dépend du type d'ancrage employé et son influence diminue au-delà de la section située a l'abscisse « d ».

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

$K$  : fonction croissante.

$d$  : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$g$  : glissement a l'ancrage. ( $g = 2\text{mm}$ ).

$E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints. ( $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ ).

➤ **Cas d'un seul pente avec  $d >$  longueur de câble**

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}} \quad ; \quad \Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times \sigma_{p0}}{l} + \sigma_{p0} \times k(1-2x)$$

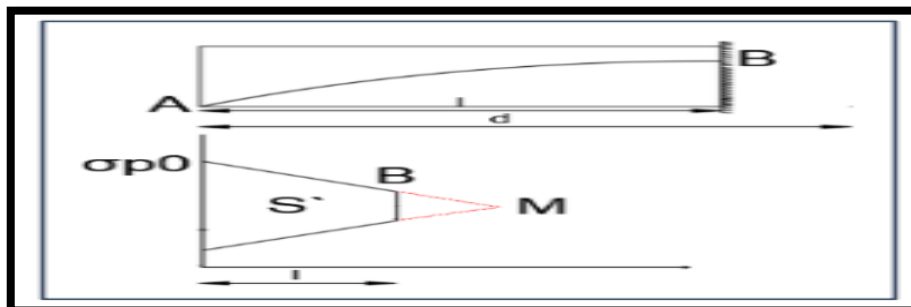


Figure VI.10 : Schéma illustratif de cas 1 seule pente.

➤ Cas de 2 pentes avec  $l_1 = l_2$  et  $d < (l_1 + l_2)$

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g - l \times \Delta \sigma_f(B)}{\Delta \sigma_f(C) - \Delta \sigma_f(B)}} \times l + l^2$$

$$\Delta \sigma_g(x) = 2(\sigma_p(x) - \sigma_m) \text{ Avec } x \in [0, d].$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_p0 - \Delta \sigma_f(x)$$

$$\sigma_m = \sigma_p0 - \Delta \sigma_f(B) - (\Delta \sigma_f(C) - \Delta \sigma_f(B)) \times \frac{d-l}{l}$$

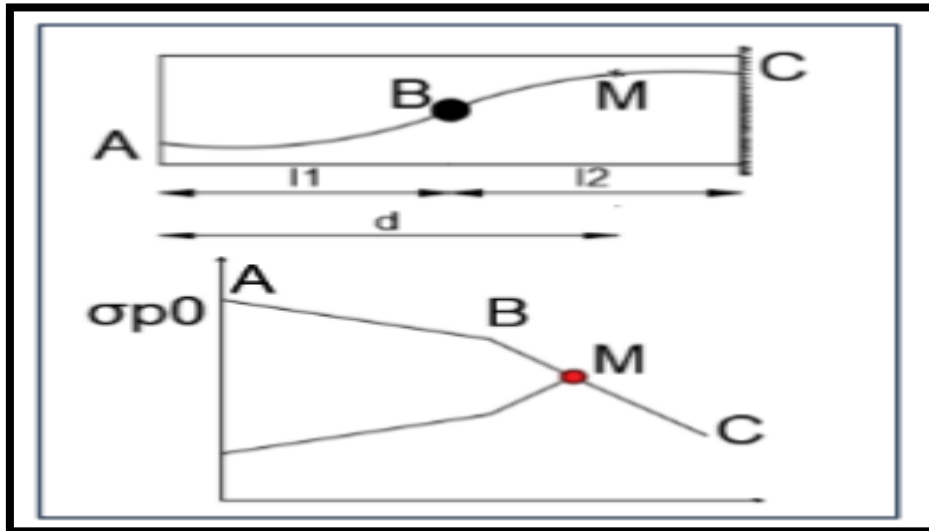


Figure VI.11: Schéma illustratif de cas de 2 pentes.

### VI.2.6.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanités de la mise en tension

Les pertes engendrées par la non-simultanités de la mise en tension surviennent à cause des déformations instantanées du béton provoquées par l'effet des armatures précontraintes.

La tension des câbles étant réalisée un câble à la fois, le raccourcissement du deuxième câble après sa tension initiale induira un raccourcissement des câbles subséquents. Ce processus sera réitéré progressivement jusqu'à ce que tous les câbles soient tendus.

Alors, la valeur moyenne des pertes résultant du raccourcissement instantané du béton est déterminée comme suit :  $\Delta \sigma_e(x) = \frac{n-1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$

Dans la pratique, cette formule est bien sur une approximation, servant à estimer la perte par excès. Le BPEL propose la formule simplifiée suivante :

$$\Delta \sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}} \text{ Avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 4.68 \text{ donc : } \Delta \sigma_e(x) = 2.34 \times \sigma_p$$

$$\text{Et : } \sigma_{bi} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

$\sigma_b$  : contrainte finale (après stabilisation des pertes :  $\Delta P = 25\%$ ) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

$P$  : effort de précontrainte,  $P = P_0(1-\Delta P)$ .

$M$  : moment du a la combinaison A1.

$E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints, ( $E_p = 190\,000$  MPa).

$E_{bi}$  : module de déformation instantanée du béton, ( $E_{bi} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 40\,524.34$  MPa)

### VI.2.6.2. Pertes de tension différées

Ces pertes sont le résultat de phénomènes temporels tel que la réduction progressive de la force de précontrainte dans le câble due aux effets de retrait et de fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers, jusqu'à une valeur finale qui doit être prise en compte dans le calcul de l'ouvrage.

#### VI.2.6.2.1. Pertes par retrait

Le retrait, résultant de l'évaporation de l'eau excédentaire et des réaction chimique, induit un raccourcissement temporel du béton. Ce processus se produit habituellement dans les premiers mois suivant le coulage du béton.

La perte de tension par retrait est donne :  $\Delta\sigma_r(\mathbf{x}) = E_p \times \varepsilon_r(1 - \varepsilon_r(t_0))$ .

On peut néglige  $\varepsilon_r(t_0)$  alors notre formule est :  $\Delta\sigma_r(\mathbf{x}) \approx E_p \times \varepsilon_r$

Avec :  $E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints, ( $E_p = 190\,000$  MPa).

$\varepsilon_r$  : retrait final, estime par  $2 \times 10^{-4}$  pour region temperee (humide).

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

#### VI.2.6.2.2. Pertes par fluage

Le fluage dans le béton correspond à une déformation progressive au fil du temps, induite par l'application d'une contrainte constante.

Pertes par fluage il donne pare la formule suivante :  $\Delta\sigma_{fl}(\mathbf{x}) = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage est :  $\varepsilon_f = \frac{\sigma_b + \sigma_M}{E_{ij}}$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau su câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut :  $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau de câble.

Alors :  $\Delta\sigma_{fl}(\mathbf{x}) = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

### VI.2.6.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est caractérisée par un relâchement progressif de la tension, et cette diminution dépend des propriétés de l'acier ainsi que de son traitement. La perte de tension finale résultant de la relaxation peut être estimée par la formule

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \quad \text{Avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

$\rho_{1000}$  : Coefficient de relaxation garantie à 1000 h.

$\mu_0$  : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$\sigma_i(x)$  : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.  $\sigma_i(x) = \sigma_{p0} - (\sigma_{p0} \times \Delta\sigma_i)$

Pour intégrer l'interaction entre le retrait, le fluage et la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

### VI.2.6.3. Les pertes totales

Les pertes totales comprennent à la fois les pertes instantanées et différées, et sont calculées comme la somme des deux :  $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

### VI.2.6.3 Application sur les pertes totale

Le tableau ci-dessous résulte la somme des pertes de tension moyenne des câbles de fléau d'un le calcule plus détailler dans l'annexe C.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$ (%)	$\Delta\sigma_g$ (%)	$\Delta\sigma_e$ (%)	$\Delta\sigma_i$ (%)	$\Delta\sigma_r$ (%)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	$\Delta\sigma_p$ (%)	$\Delta\sigma_d$ (%)	$\Delta\sigma_{tot}$ (%)
Axe VSP	8.47	0.23	0.43	9.14	2.68	2.17	4.04	8.22	17.36
FIN VSP	7.09	0.83	0.882	8.80	2.68	4.49	4.09	10.59	19.40
FIN V01	6.64	1.94	0.80	9.39	2.68	4.20	4	10.22	<b>19.62</b>
FIN V02	6.07	2.81	0.66	9.55	2.68	3.32	3.98	9.33	18.88
FIN V03	6.45	2.13	0.47	9.06	2.68	2.40	4.05	8.46	17.53
FIN V04	5.27	2.84	0.43	8.56	2.68	2.21	4.13	8.34	16.90
FIN V05	2.99	4.53	0.38	7.91	2.68	1.93	4.23	8.15	16.06
FIN V06	0	9.06	0.18	9.25	2.68	0.94	4.02	6.98	16.24

Tableau VI.6 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

## VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

Ces câbles de solidarisation, disposés près de la clé de chaque travée, ont pour but de garantir la continuité du tablier et de contrer les moments hyperstatiques positifs qui en

découlent. Ils se trouvent au niveau de la membrure inférieure après l'apparition des moments fléchissant provoqués par les charges d'exploitation, Situés dans les goussets inférieurs, ces câbles sont ancrés dans des bossage placés à la jonction de l'âme et du hourdis inférieur.

### VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Afin de déterminer le nombre de câbles de continuité nécessaires dans les travées intermédiaires, on se base sur le moment positif maximal identifié. Pour ce faire, on applique

les formules suivantes :  $n \geq \frac{P}{(0.75) \times P_0}$  telle que :  $P = \frac{M \times v'}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}$  ;  $e = v' - d$ .

**M** : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

**v'** : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

#### ➤ Application numérique

$M = 73116.23$  KN.m (combinaisons ELS: G+SW2\_v1+dem\_v1+P+0.6Z2).

$v' = 2.16$  m ;  $d = 0.15$  m ;  $e = 2.01$  m ;  $I = 19.7844$  m<sup>2</sup> ;  $S = 11.8558$  m.

$P_0 = 4035,6$  KN ;  $\Delta P = 25$  %  $\rightarrow P = 26276.5$  KN donc :  $n \geq 8.68$

Alors : on prend  $\rightarrow n = 10$  câbles **19T15s**.

**NB** : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à mi travées.

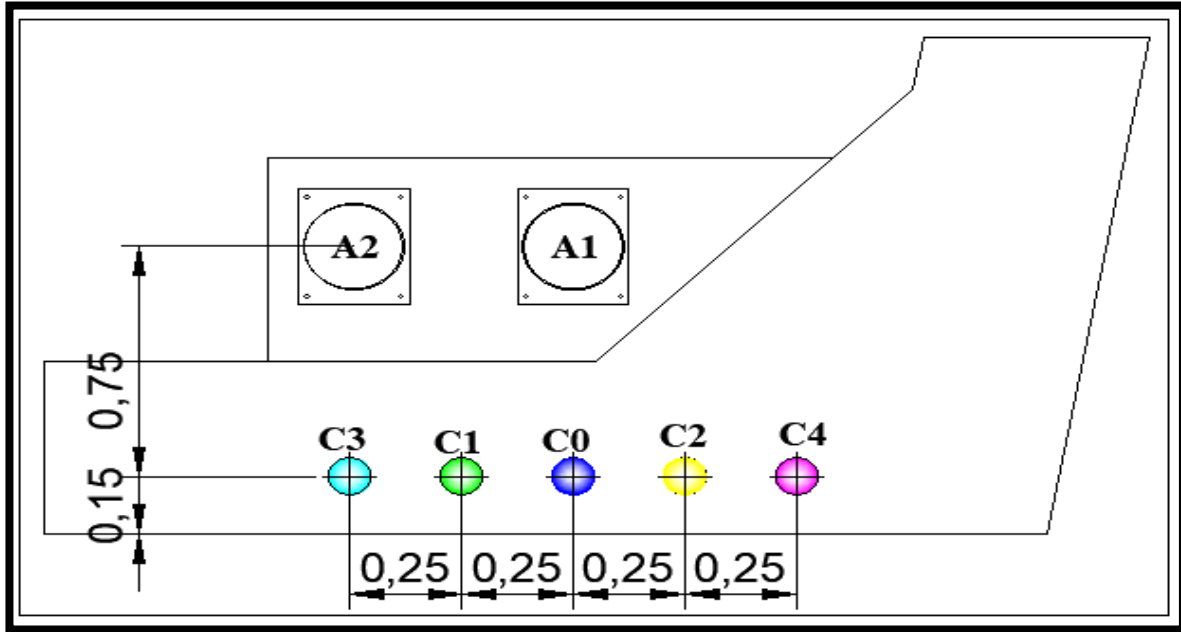
Le tableau suivant résume le nombre de câbles de continuité pour les travées principales de (P2 – P3) :

	M (KN.m)	v' (m)	e (m)	P (KN)	Nbr calculé	Nbr retenu
Fin VSP	-24605.9	2.16	2.01	-8842.86	-2.92	0
Fin 1	394.17	2.16	2.01	141.6568	0.04	4
Fin V2	22030.7	2.16	2.01	7917.391	2.61	6
Fin 3	45106.18	2.16	2.01	16210.25	5.35	8
Fin V4	59696.3	2.16	2.01	21453.65	7.08	8
Fin V5	65963.66	2.16	2.01	23706.01	7.83	10
Fin V6	64321.46	2.16	2.01	23115.84	7.63	10
Vc P2	67463.33	2.16	2.01	24244.96	8.01	10
Fin V6	70605.2	2.16	2.01	25374.09	8.38	10
Fin V5	73116.23	2.16	2.01	26276.5	8.68	10
Fin V4	67804.97	2.16	2.01	24367.74	8.05	8
Fin 3	54082.71	2.16	2.01	19436.24	6.42	8
Fin V2	37928.25	2.16	2.01	13630.65	4.50	6

Fin 1	18295.32	2.16	2.01	6574.97	2.17	4
Fin VSP	-5035.16	2.16	2.01	-1809.54	-0.59	0

**Tableau VI.7: Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P2-P3.**

➤ Disposition des câbles



**Figure VI.12 : Disposition des câbles de continuité de travée principale.**

➤ Tracé des câbles

Les tableaux suivants représentent les équations et les paramètres de trace en plan et élévation des câbles de travées principale :

Câbles	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i = X_{i+1}$ (m)	R (m)	$\beta_i = \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C0; C3	Rectiligne					
C1; C2	0.25	0.125	1.85	13.69	0.13431851	$0.25 - 0.0365 x^2$
C4	0.5	0.25	3.7	27.38	0.19997134	$0.75 - 0.1095x^2$

**Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.**

Câbles	L (m)	$d_0$ (m)	$d_1$ (m)	R (m)	Alpha (rad)	y(x)
C0, C1; C2; C3; C4	3.7	0.15	0.75	11.4083333	0.23677245	$0.15 + 0.0438x^2$

**Tableau VI.9: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.**

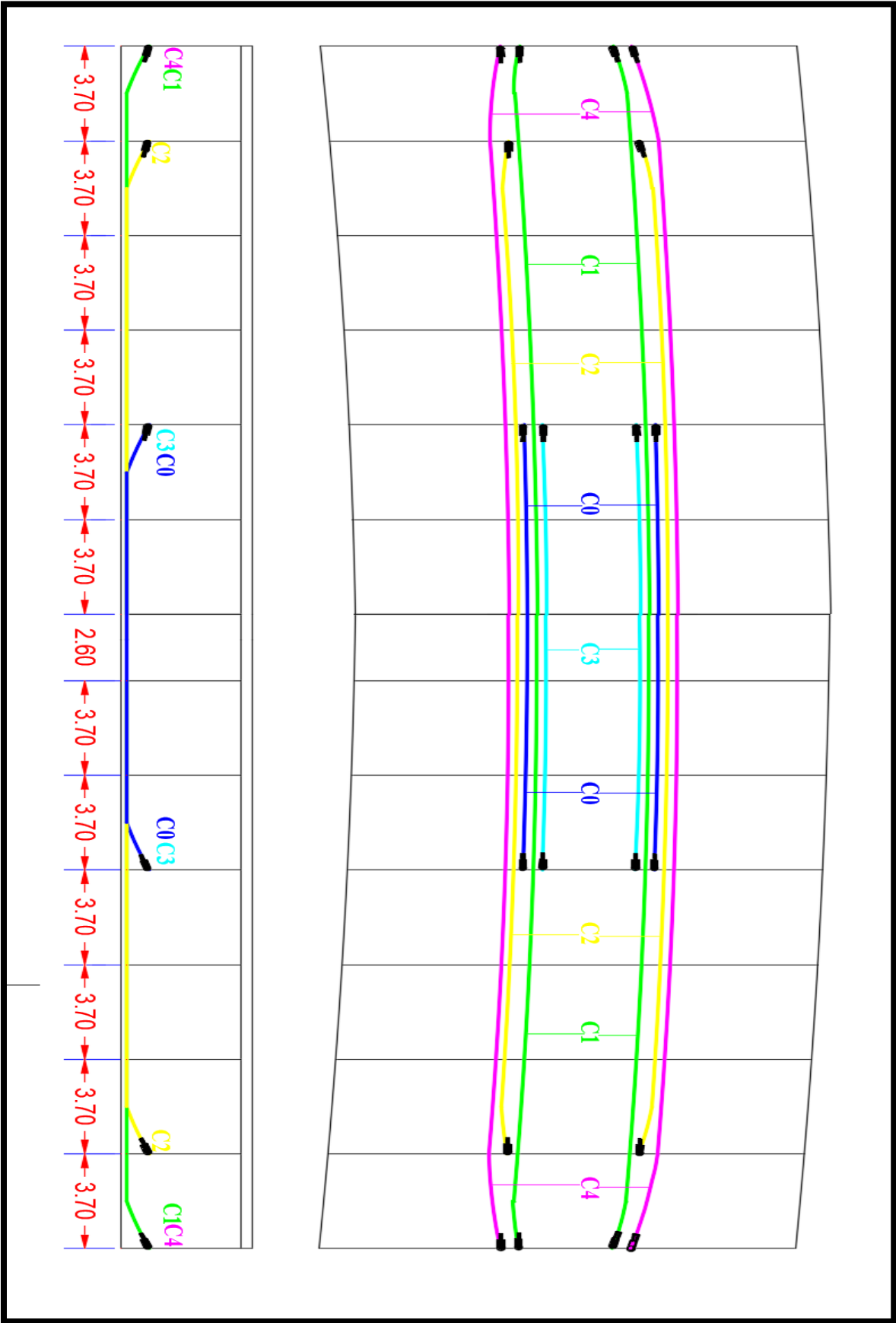


Figure VI.13 :Tracée en plan et élévation des câbles de continuité de travée principale.

**VI.3.2.Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive**

➤ **Application numérique**

$M = 58481.7 \text{ KN.m}$  (combinations ELS:  $G+SW2\_v1+dem\_v1+P+0.6Z2$ ).

$v' = 2.16 \text{ m}$ ;  $d = 0.15 \text{ m}$ ;  $e = 2.01 \text{ m}$ ;  $I = 19.7844 \text{ m}^2$ ;  $S = 11.8558 \text{ m}$ .

$P_0 = 4035,6 \text{ KN}$ ;  $\Delta P = 25 \%$  →  $P = 21017.1 \text{ KN}$  donc :  $n \geq 6.943918$

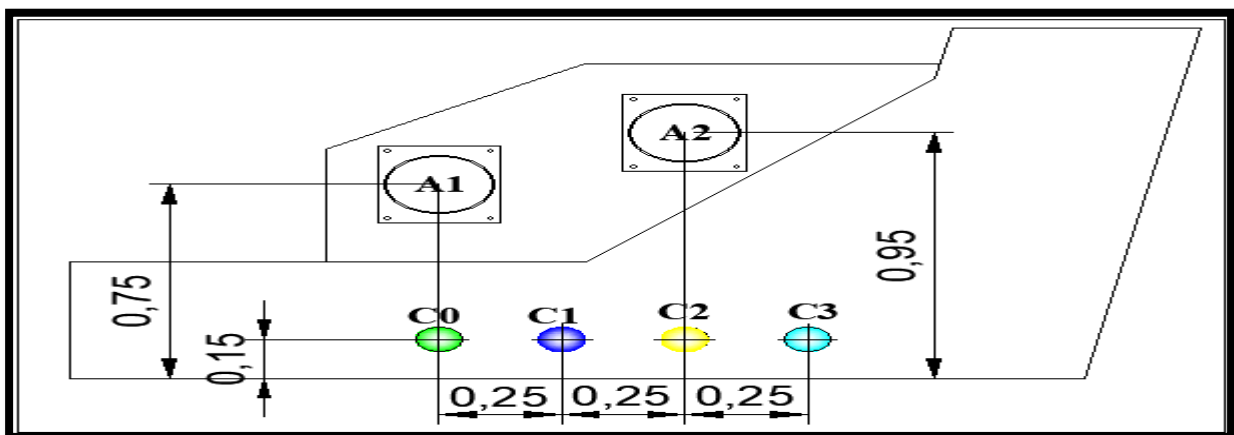
Alors: on prend →  **$n = 8$  câbles 19T15s.**

Le tableau suivant résume le nombre de câbles de continuité pour les travées principales de (C1 – P1) :

	M (KN.m)	I ( $m^4$ )	S ( $m^2$ )	$v'$ (m)	e (m)	P (KN)	Nbr calculé	Nbr retenu
Début VC	0	19.7844	11.8558	2.16	2.01	0	0	0
A 3.2	17365.6	19.7844	11.8558	2.16	2.01	6240.84	2.061931	4
a 6.4	33301.9	19.7844	11.8558	2.16	2.01	11968.0	3.954159	6
Fin VSC	42914.5	19.7844	11.8558	2.16	2.01	15422.6	5.095523	6
Fin V6	51823.3	19.7844	11.8558	2.16	2.01	18624.2	6.153330	8
Fin V5	58481.7	19.7844	11.8558	2.16	2.01	21017.1	6.943918	8
Fin V4	57273.7	19.7844	11.8558	2.16	2.01	20583.0	6.800488	8
FinV3	47759.1	19.7844	11.8558	2.16	2.01	17163.6	5.67076	6
Fin V2	36089.9	19.7844	11.8558	2.16	2.01	12970	4.285196	6
Fin V1	19051.0	19.7844	11.8558	2.16	2.01	6846.85	2.262152	4
Fin VSP	-4727.32	19.7844	11.8558	2.16	2.01	-1698.9	-0.561306	0

**Tableau VI.10 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée de rive C1-P1.**

➤ **Disposition des câbles**



**Figure VI.14: Disposition des câbles de continuité de travée de rive.**

➤ **Tracé des câbles**

Câbles	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i =$ $X_{i+1}$ (m)	R (m)	$\beta_i = \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C0; C2	<b>Rectiligne</b>					
C1; C3	0.25	0.125	1.85	13.69	0.13431851	$0.25 - 0.0365x^2$

Tableau VI. 11 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	L (m)	$d_0$ (m)	$d_1$ (m)	R (m)	Alpha (rad)	y(x)
C0; C1	3.7	0.15	0.75	11.4083333	0.23677245	$0.15 + 0.0438x^2$
C2; C3	7.4	0.15	0.95	34.225	0.2889	$0.15 + 0.014x^2$

Tableau VI.12: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.

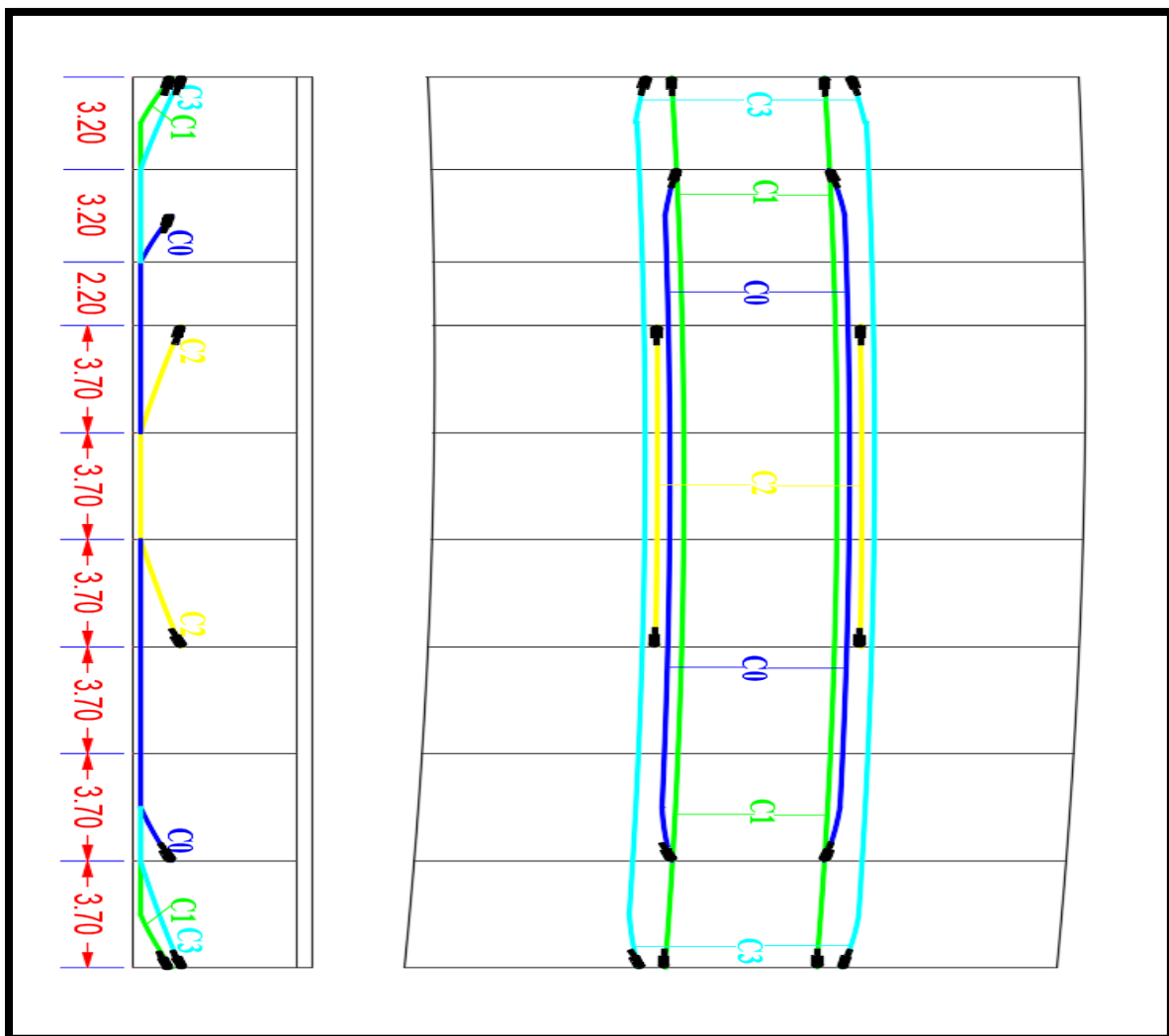


Figure VI.15: Tracée en plan et élévation des câbles de continuité de travée de rive .

### VI.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

#### VI.3.1. Vérification des contraintes en phase de service

Il y a deux cas de vérification, dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

Il y a des conditions pour cette cas de vérification des contraintes comme suivant :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 50 = 30 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.6 = -5.4 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = -1 \times f_{t28} = -1 \times 3.6 = -3.6 \text{ MPa.}$$

$$\Delta P = 19.623\%.$$

Les résultats dans l'annexe C et Tous les constraints sont vérifier.

#### VI.3.1. Armatures des zones tendues

Il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales  $A_s$ , dans la zone où on a une traction en béton, (Art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

$Bt$  : aire nette de la section du béton en traction.

$\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

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

D'après le tableau de vérification on a :

$$Bt = 3.3918 \text{ m}^2 ; \sigma_{Bt} = 2.387 \text{ MPa} ; \sigma_{N_{Bt}} = 1.51 \text{ MPa} ; \text{ donc : } N_{Bt} = 5.122 \text{ MN.}$$

$$A_s = \frac{3.3918}{1000} + \left( \frac{5.122}{500} \times \frac{3.6}{2.387} \right) = 188.41 \text{ cm}^2. \text{ Donc } (16.76 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Alors en prend 2 nappes de 10HA16/ml ( $A_s = 20.096 \text{ cm}^2$ )/  $e = 20 \text{ cm}$ .

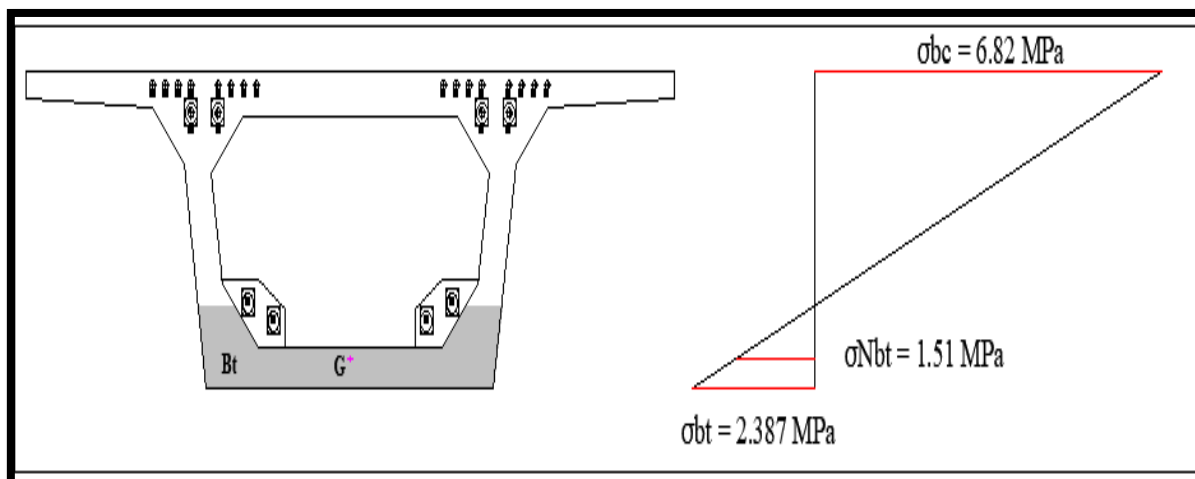


Figure VI.16: Diagramme des contraintes.

### VI.3.2. Vérification des contraintes tangentielles

En ce qui concerne la flexion, il est impératif de procéder à une double vérification :

- Pour les États Limites de Service (ELS), l'application de critères d'intégrité s'avère essentielle afin de réduire les risques de fissuration du béton.

- Quant aux États Limites Ultimes (ELU), l'approche traditionnelle du treillis est utilisée pour dimensionner les armatures transversales et vérifier la contrainte de compression dans les bielles.

#### VI.3.2.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

Tandis que la résistance à la flexion influe sur les membrures d'une poutre, c'est la résistance à l'effort tranchant qui guide le dimensionnement des âmes et la configuration des câbles dans les zones où la flexion joue un rôle moindre.

##### VI.3.2.1.1. Détermination de l'effort tranchant

###### ➤ Effort tranchant dû aux charges extérieures

Les expériences démontrent que, pour un effort tranchant donné, la résistance d'une poutre est d'autant plus élevée lorsque les charges qui le génèrent sont plus proches de l'appui. En effet, ces charges transmettent directement leur effet à l'appui lorsqu'elles se situent à proximité de celui-ci.

Ainsi, il est jugé superflu de vérifier les sections de poutres continues qui se trouvent à une distance inférieure à la moitié de la hauteur «  $h/2$  » d'un appui intermédiaire.

$$V_{ser} = V_g + V_q$$

Avec :  $V_g$  : relative aux charges permanentes.

$V_q$  : relative aux charges variables.

###### ➤ Effort tranchant dû à la précontrainte

Les actions sur l'élément se limitent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués :

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte  $V_p = P \times \sin\alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

En suivant les combinaisons d'états limites de service, l'effort tranchant est déterminé :

$$V_{red} = V_{ser} - V_p$$

###### ❖ Application numérique

$P_0 = 4.0356$  MN ;  $\Delta P = 19.623\%$  ;  $n = 10$  câbles.

Donc :  $P = 32.43$  MN ;  $\alpha = 0 \rightarrow V_p = 0$  alors  $V_{red} = V_{ser}$ .

$$V_{ser} (x = 1.75 \text{ m}) = V_{red} = 15.984 \text{ MN.}$$

### VI.3.2.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier les deux conditions, pour la justification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Non-rupture par fissuration : } \tau^2 < \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\text{Par compression-cisaillement : } \tau^2 < \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}; \overline{\tau_2}), \text{ Avec : } \tau_{max} = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$$

Avec :  $\tau_{max}$  : contrainte de cisaillement maximale réduite de service.

$$\sigma_x : \text{contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette : } \sigma_x = \frac{P \cos \alpha}{B_n}.$$

$B_n$  : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

$V_{red}$  : effort tranchant maximal réduit de service.

$z$  : le bras de levier ( $z = I/S$ ), et par simplification :  $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$

$\rho$  : le rendement mécanique de la section vaut :  $\rho = \frac{I}{B_n \cdot v \cdot v'}$

$b_n$  : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme :  $b_n = 2 \times (b_0 - 2nk\phi)$ .

$b_0$  : l'épaisseur brute de l'âme.

$\phi$  : diamètre de la gaine.

$n$  : nombre de câbles.

$k$  : injection de coulis de ciment,  $k = 0,5$ .

#### ❖ Application numérique

$$P_0 = 4,035 \text{ MN} ; \Delta P = 19,623 \% ; n = 20 \text{ câbles} \rightarrow P = 64,87 \text{ MN}$$

$$B_n = 11.8558 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 5.47 \text{ MPa}$$

$$V_{red} = 15.984 \text{ MN}; \rho = 57,65\%; I = 19.78 \text{ m}^4 ; z = 2,758 \text{ m} \quad b_n = 1 \text{ m} \rightarrow \tau_{max} = 5,795 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 50 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3,6 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_1} = 3,61 \text{ MPa} ; \overline{\tau_2} = 8,34 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_{max} > \overline{\tau_1} \rightarrow$  Les contraintes de cisaillement sont non vérifiées au voisinage de la section étudiée, alors on redémonisons l'épaisseur de l'âme.

$$\tau_{max} < 3,61 \text{ MPa} \rightarrow b_0 > 15.984 / (2 \times 2.76 \times 3.6) \rightarrow b_0 > 0.804 \text{ en prend } b_0 = 0.85 \text{ m.}$$

On vérifie les contraintes de cisaillement à partir le nouveau épaisseur.

$$B_n = 13.27 \text{ m}^2; \rho = 54,49\%; I = 21.075 \text{ m}^4 ; z = 2,71 \text{ m} \quad b_n = 1.7 \text{ m} \rightarrow \tau_{max} = 3,47 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}; \overline{\tau_2})$ , alors Les contraintes de cisaillement sont non vérifiées au voisinage de la nouvelle section étudiée.

### VI.3.2.1. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Pour justifier les éléments d'une poutre par rapport à l'état-limite ultime, il est nécessaire de vérifier à la fois la résistance des armatures transversales et celle des bielles comprimées.

#### VI.3.2.1.1. La résistance des bielles comprimées

Ces consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$ , formé par les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, ce paramètre étant donné par :

$$\operatorname{tg}2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ Avec : } \beta_u > 30^\circ$$

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G.  $\sigma_x = \frac{P \cos \alpha}{B_n}$  et  $\sigma_y = 0$ .

$\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}}}{z \times b_n}$

$V_{u \text{ red}}$  : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait à partir la formule suivante :

$$\tau_u < \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u \text{ Comme on a } \beta_u = 45^\circ \text{ et } \gamma_b = 1,5 \text{ Alors : } \tau_u < \frac{f_{c28}}{6}$$

➤ Application numérique

$$V_{ELU \text{ max}} (1.75\text{m}) = 21.12804 \text{ MN}; I = 21.075 \text{ m}^4 ; z = 2,71 \text{ m } b_n = 1.7\text{m} \rightarrow \tau_u = 4.58 \text{ MPa}$$

$$B_n = 13,27 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 4,88 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 0,54 \text{ rad} = 30.99^\circ \text{ en prend } \beta_u = 45^\circ$$

$$\frac{f_{c28}}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \frac{f_{c28}}{6}$$

Donc : Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

#### VI.3.2.1.2. La résistance des armatures transversales

Cette étape implique la détermination de la section des armatures transversales, notée

$$A_t, \text{ et exprimée par : } \frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \times \operatorname{tg}\beta_u$$

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

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

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\beta_u$  : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre,  $\beta_u = 45^\circ$ .

$$\text{Le pourcentage minimum à disposer est donne : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ Application numérique

$$\tau_u = 4.58 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3,6 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 1.7\text{m}.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 132,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 23,46 \text{ Ce qui est vérifié.}$$

## VI.4. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte revêt une importance cruciale dans la conception d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif. Nous présentons ainsi les différents types de câbles, déterminés en fonction des moments à équilibrer. La diminution des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. De même, en appliquant ce principe à partir des moments à mi-travée, nous pouvons ainsi déterminer les besoins en câbles de continuité. Ceci précède une vérification des contraintes aux joints, pour identifier les sections nécessitant des armatures passives afin de compenser la traction dans le béton.

D'après les vérifications que nous avons faites dans ce chapitre on peut dire que nous avons un prédimensionnement acceptable mais dans le cas d'un projet réel il faut optimiser le maximum afin de garantir l'économie.

# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE TRANSVERSALE**

## VII.1. INTRODUCTION

Pendant ce chapitre , nous devons calculer les armatures transversales ( armatures passives ) pour les sections d'âmes ainsi que pour les hourdis inférieure et supérieure .

La structure transversale la plus idéale pour la construction par encorbellement successive est la section tubulaire , communément appelé caisson . une section fermée conçue pour résister efficacement au moment de torsion et garantir une transmission directe des charges verticales vers les appuis . sont oublier sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis .

Dans un ouvrage à hauteur constante , comme si le cas de notre ouvrage le calcul en flexion transversale sont menés dans la section courante .

## VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

### VII.2.1. Modélisation

Le processus de modélisation s'effectue à l'aide de logiciel **MIDAS** qui utilisent la méthode des éléments finis , Le caisson est représenté par un cadre fermé soutenu dans sa partie inférieure par deux appuis simples situés aux extrémités de chaque âme .

Pour notre voussoir , Nous adopterons une largeur unitaire de 1 mètre , et les sections des divers composants seront considérées comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

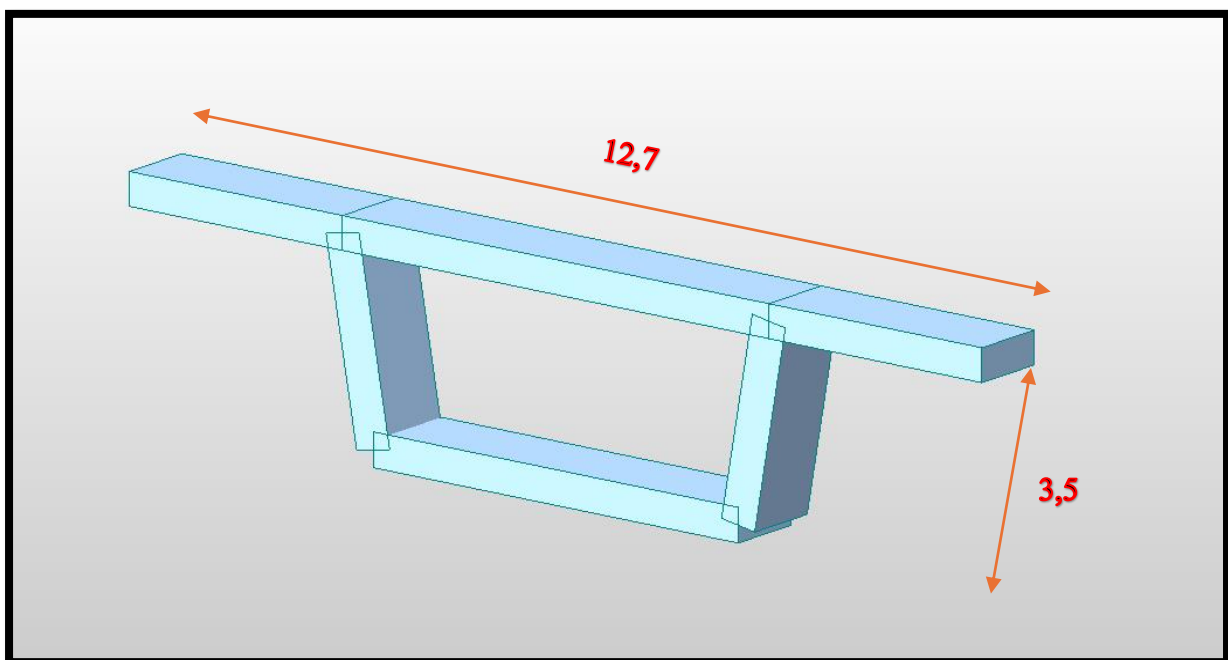


Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir modélisé sur logiciel .

### VII.2.2. Evaluation des sollicitations

Dans une section du tablier , les principales sections à justifier sont en général les suivants :

- Hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement , au droit de gousset côté intérieur , et au centre de la dalle .
- Dans les âmes : au niveau de du centre de gravité et aux extrémités supérieure et inférieure .
- Hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement .

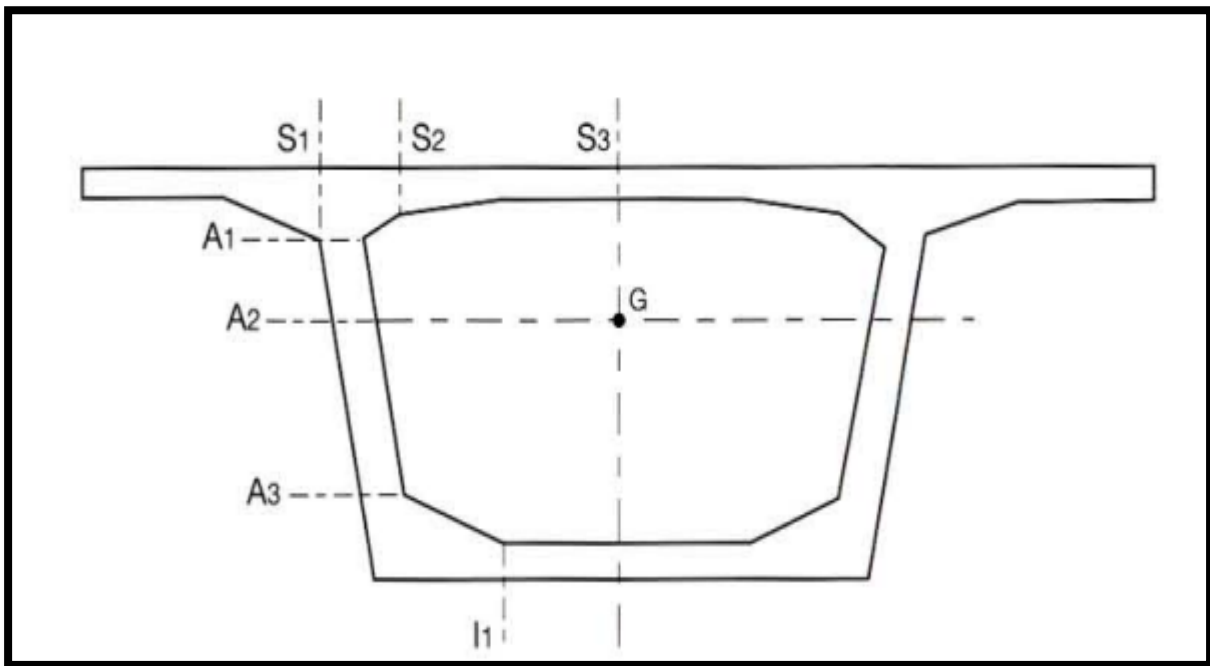


Figure VII.2 : Sections à justifier selon le guide SETRA .

Les charges et les combinaison à prendre en compte ont été établies dans le **chapitre V**. Il est nécessaire de ferrailer les voussoirs pour résister au moment engendré par la combinaison de charges la plus défavorable .

### VII.2.2. Résultats

Après l'application des charges et entrer les combinaison à l'ELU et aussi à l'ELS on trouve des résultats pour les moments résumé dans le tableau ci- dessous ( et aussi voir l'ANNEXE B) :

Elément	Section	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$N_u$ (KN.m)	$N_{ser}$ (KN.m)
Hourdis supérieure	S1	<b>-128,7</b>	<b>-128,7</b>	/	/
	S2	<b>-563,6</b>	<b>-434,4</b>	/	/
	S3	<b>301,3</b>	<b>231,6</b>	/	/

Âmes	A1	<b>-434,8</b>	<b>-305,7</b>	<b>-613,5</b>	<b>-491,5</b>
	A2	<b>-332,9</b>	<b>-234,08</b>	<b>-646,3</b>	<b>-524,3</b>
	A3	<b>270,2</b>	<b>196,1</b>	<b>-657,2</b>	<b>-535,2</b>
Hourdis inférieure	Intérieure	<b>-270,2</b>	<b>-196,1</b>	/	/
	Extérieure	<b>173,7</b>	<b>109,1</b>	/	/

Tableau VII.1 : Moments extrêmes dans le voussoir courant .

### VII.3. FERRAILLAGE

On subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- ♦ **Deux dalles** : qui travaillent à la flexion simple .
- ♦ **Deux âmes** : qui travaille à la flexion composée .

#### VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieure pour la section S3

Les fissuration sont jugées préjudiciables donc le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

##### ❖ Application numérique :

- ♦  $M_{ser} = 231,6 \text{ KN.m}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPA}$  ;  $\overline{\sigma}_s = 264 \text{ MPA}$
- ♦  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0,5 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \text{ h} = 0,45 \text{ m}$
- ♦  $X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \times d = \frac{15 \times 30}{15 \times 30 + 264} \times 0,45 \longrightarrow X = 0,2836 \text{ m}$
- ♦  $Z = d - \frac{X}{3} = 0,45 - \frac{0,2836}{3} \longrightarrow Z = 0,3555 \text{ m}$
- ♦  $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,2836 \times 30 \times 0,3555 \times 10^3 ,$

On trouve :  $\overline{M}_1 = 1512,297 \text{ KN.m}$

On a :  $M_{ser} < \overline{M}_1 \longrightarrow$  Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

##### ▪ Ferrailage transversal:

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_s} = \frac{231,6}{0,3555 \times 264} \times 10 \longrightarrow A_{ser} = 24,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend **08HA20/ml** d'une section **25,13 cm<sup>2</sup>**

Espacement  $s = \frac{100}{n-1}$  tel que 'n' : nombre de barres.  $s = \frac{100}{8-1} \approx 14,29 \text{ cm}$

On prend **s = 10 cm**

$$\text{On calcul } A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times b \times d = \frac{0,23 \times 3,6}{500} \times 1 \times 0,45 \times 10^4$$

On trouve **A<sub>min</sub> = 7,452 cm<sup>2</sup> < A<sub>ser</sub>** donc la condition de non-fragilité est vérifiée.

▪ **Ferraillage longitudinal :**

$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{25,13}{3} = 8,37 \text{ cm}^2$  ; On prend **08HA12/ml** d'une section **9,04 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **14 cm** et la condition de non-fragilité est vérifiée .

**VII.3.2. Ferraillage passif de voussoir courant :**

Pour cela on utilise le logiciel de calcul de ferraillage ‘ Robot Expert Béton Armé 2010’, Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci- dessous et le détaille dans **l'Annexe D :**

Elément	Section	h (cm)	Transversal				Longitudinal			
			As (cm <sup>2</sup> )	∅ (mm)	A <sub>sf</sub> (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	∅ (mm)	A <sub>sf</sub> (cm)	s (cm)
Hourdis supérieur	S1	103	14,3	<b>10HA14</b>	15,39	<b>10</b>	5,13	<b>5HA12</b>	5,65	<b>25</b>
	S2	50	41,3	<b>9HA25</b>	44,18	<b>10</b>	14,73	<b>10HA14</b>	15,39	<b>10</b>
	S3	50	21,3	<b>7HA20</b>	21,99	<b>10</b>	7,33	<b>5HA14</b>	7,70	<b>25</b>
Ames	A1	50	37,1	<b>8HA25</b>	39,27	<b>10</b>	13,09	<b>9HA14</b>	13,85	<b>10</b>
	A2	50	37,7	<b>8HA25</b>	39,27	<b>10</b>	13,09	<b>9HA14</b>	13,85	<b>10</b>
	A3	50	27,6	<b>9HA20</b>	28,27	<b>10</b>	9,42	<b>9HA12</b>	10,18	<b>10</b>
Hourdis inférieur	Intérieur	45	20,3	<b>7HA20</b>	21,99	<b>10</b>	7,33	<b>5HA14</b>	7,70	<b>25</b>
	Extérieur	45	11	<b>10HA12</b>	11,31	<b>10</b>	3,77	<b>4HA12</b>	4,52	<b>25</b>

**Tableau VII.2: Ferraillage passive de voussoir courant .**

❖ **Remarque :**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction car les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage .

- ❖ **Remarque :** Le renforcement des goussets supérieur est réalisé par un ferrailage transversal qui s'étend jusqu'à la nappe supérieure sous la forme d'un cadre triangulaire , cette conception vise à renforcer cette zone en tenant compte des efforts locaux exercés par l'équipage mobile pendant la phase de construction .

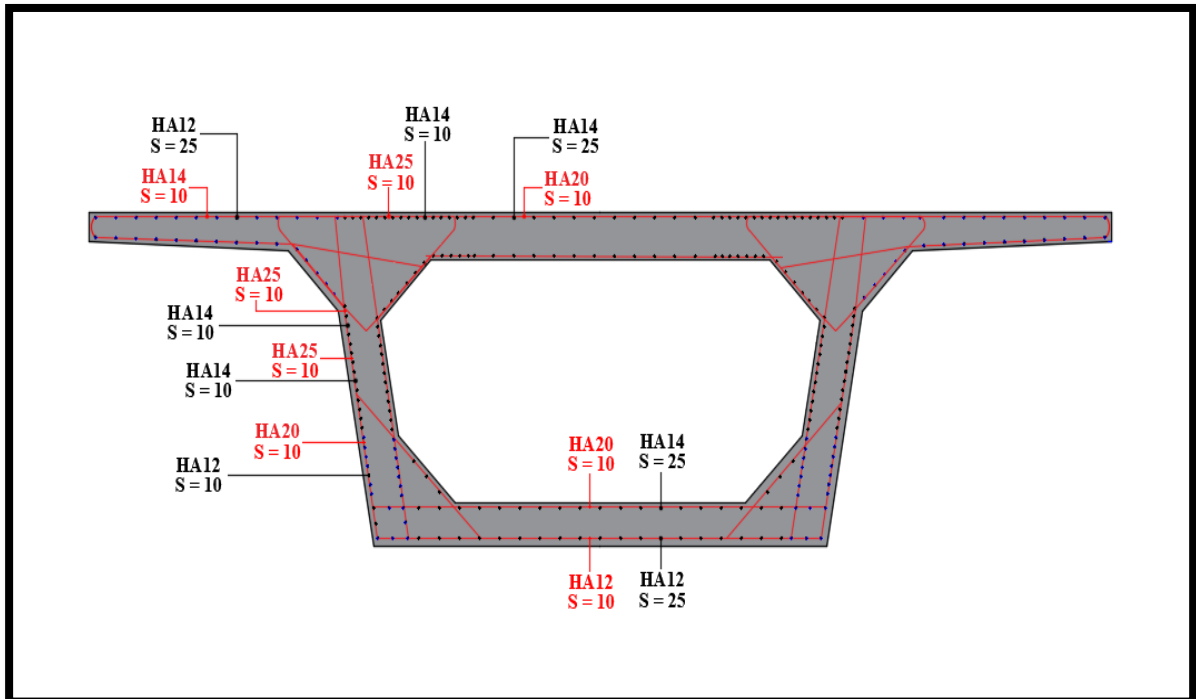


Figure VII. 3 : Ferrailage du voussoir courant .

#### VII.4. CONCLUSION :

L'objectif de l'étude transversale présenté dans ce chapitre est d'identifier les différentes sollicitations appliquées aux voussoirs et à leur composante, notamment l'âme , hourdi supérieur et hourdi inférieur .

cette démarche est essentielle pour définir les sections des armatures et leurs agencements optimal.



**CHAPITRES VIII**  
**ETUDE SISMIQUE ET**  
**EQUIPEMENTS DU PONT**

## VIII.1. INTRODUCTION

Les « équipements » englobent l'ensemble des dispositifs variés en termes de nature, de conception et de fonctionnement. Ils sont essentiels à la survie d'un ouvrage, leur objectif étant de permettre à un tablier de pont de remplir sa fonction, notamment en ce qui concerne les usagers.

Dans cette étude, nous nous concentrerons sur les équipements indispensables pour l'ouvrage, tels que l'appareil d'appui, en tenant compte des états limites ultimes et accidentels (séismes).

## VIII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un composant structurel situé à l'interface entre la structure et son support. Sa fonction principale est de transmettre les efforts, principalement verticaux, mais également horizontaux.

### VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) constituent la majorité des dispositifs d'appui utilisés sur les ponts.

On opte pour des appareils d'appui en élastomère fretté en raison des avantages qu'ils offrent :

- La simplicité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- Ils facilitent la répartition des efforts horizontaux sur plusieurs supports.
- Leur coût, qui reste relativement abordable.

On utilise des appareils d'appui de type B, composés de  $n+1$  frettes métalliques et de  $n$  feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Leur périphérie est enrobée d'une couche d'élastomère d'au moins 4 millimètres d'épaisseur, tandis que leurs faces supérieures et inférieures sont recouvertes d'un demi-feuillet  $e = t_i/2$ .

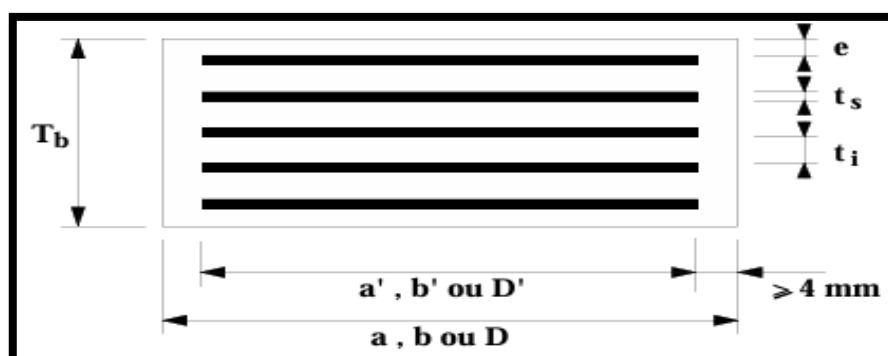


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

**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<sub>b</sub>** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$ .

**T** : épaisseur nominale totale d'élastomère :  $T = n t_i + 2 e$ .

**n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

**e** : enrobage.

### VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Combinaisons	$R_{culée}$ max (MN)	$R_{pil}$ max (MN)
G	4,094	17,15
1.35G+1.45UIC71+1.45Acc_v1+0.9Z <sub>2</sub>	<b>13,52</b>	<b>57,82</b>
1.35G+1.45UIC71+1.45Acc_v1+0.9Z <sub>1</sub>	13,52	57,81
1.35G+1.45UIC71+1.45Acc_v1+0.9Z <sub>6</sub>	13,42	57,8

**Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.**

**N<sub>b</sub>** : on utilise **2** appareils d'appui au niveau des appuis de rive (C01 et C02), et **4** appareils d'appuis au niveau des appuis intermédiaires (P01 à P04).

### VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui

La contrainte de compression maximale  $F_z$  sur la surface  $A'$  doit être maintenue entre 20 et 25 MPa pour éviter tout écrasement, tout en conservant une pression minimale de 3 MPa sous la charge permanente minimale  $F_{z,Gmin}$ , pour prévenir tout déplacement.

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \text{ et } \frac{F_{z,Gmin}}{A'} \geq 3 \text{ MPa} \text{ tel que : } N_{max} = \frac{R_{max}}{n_{appareil d'appui}^{br}}$$

#### ➤ Application Numérique :

Pour les culées :

$$R_{max} = 13,52 \text{ MN}$$

$$N_{max} = 6,76 \text{ MN}$$

$$\rightarrow a \times b \geq 3380 \text{ cm}^2$$

On prend :  $a \times b = 600 \times 700 \text{ mm}^2$

Pour les piles :

$$R_{max} = 57,82 \text{ MN}$$

$$N_{max} = 14,45 \text{ MN}$$

$$\rightarrow a \times b \geq 7227,5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $a \times b = 900 \times 900 \text{ mm}^2$

### VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non-flambement :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

Sachant que « a » est le grand côté de l'élastomère.

➤ **Application Numérique**

• Pour les culées :

$$a = 70 \rightarrow 65 \leq T \leq 140 \text{ (mm)}$$

A partir de (Guide SETRA, **Annexe 3**) on choisit :

$$t_{\text{culée}} = 16 \text{ mm} ; \quad t_{\text{pile}} = 20 \text{ mm}$$

Donc, on peut choisir le nombre de feuilletts élémentaires d'élastomère :  $n = 6$  feuilletts.

\* Pour les piles :

$$a = 900 \rightarrow 65 \leq T \leq 130 \text{ (mm)}$$

**VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes**

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Telle que :  $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$  et  $\beta = \frac{a \times b}{2t_i \times (a+b)}$

Sachant que :  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

➤ **Application Numérique :**

\* Pour les culées :

$$\sigma_m = 16,09 \text{ MPa}$$

$$\beta = 10 \rightarrow t_s > 4,79 \text{ mm}$$

→ Prenons :  $t_s = 5 \text{ mm}$

\* Pour les piles :

$$\sigma_m = 17,84 \text{ MPa}$$

$$\beta = 11,25 \rightarrow t_s > 6,07 \text{ mm}$$

→ Prenons :  $t_s = 7 \text{ mm}$

	Cas de la culée	Cas de la pile
$R_{\max}$	13,52 MPa	57,82 MPa
$N_{\max}$	6,76 MPa	14,45 MPa
$a \times b$	$600 \times 700 \text{ mm}^2$	$900 \times 900 \text{ mm}^2$
$a' \times b'$	$595 \times 695 \text{ mm}^2$	$895 \times 895 \text{ mm}^2$
T	$70 \leq T \leq 130 \text{ (mm)}$	$65 \leq T \leq 130 \text{ (mm)}$
n	6	6
$t_s$	5 mm	7 mm
$t_i$	16mm	20mm

**Tableau VIII.2: Récapitulatif des calculs.**

Donc : les démonisons pour les culées est :  $600 \times 700 \times 154 \text{ mm}^3$ .

les démonisons pour les piles est :  $900 \times 900 \times 189 \text{ mm}^3$ .

**VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux**

➤ **Effet de la variation uniforme de la température**

Le déplacement horizontal causé par une variation uniforme de température est :

$$V_{xT} = \epsilon_t \times |X_i|$$

$\epsilon_t$  : coefficient de la température ;  $\epsilon_t = \alpha \times \Delta T$

$\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ : coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\Delta T = 27^\circ\text{C}$  : variation uniforme de température, égale à la différence entre les températures extrêmes enregistrées, et la température initiale moyenne au moment de réalisation de l'ouvrage.

$|X_i|$ : distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ;  $|X_i| = |x_i - X_{CR}|$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par :  $X_{CR} = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i} = 162,99 \text{ m}$ .

$K_i$  : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

➤ **Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :**

Le déplacement horizontal dû au retrait de béton est :  $V_{xr} = \epsilon_r \times |X_i|$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  : coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement horizontal (raccourcissement) dû au fluage du béton dépend des contraintes normales appliquées. Il est pris en compte en première approximation :

$V_{xfl} = \epsilon_{fl} \times |X_i|$

$\epsilon_{fl} = 2,5 \times 10^{-4}$  : coefficient de fluage à  $t = 0$  au moment d'application de la contrainte  $\sigma_b$ .

L'effort horizontale donne par la formule suivante :  $H = K \times V_x$  (MN).

	$ X_i $ (m)	$V_{xT}$ (m)	$V_{xr}$ (m)	$V_{xfl}$ (m)	$K_i$ (MN/m)	$H_T$ (MN)	$H_r$ (MN)	$H_{fl}$ (MN)
C01	161.346	0.04401	0.0326	0.04075	5.68421	0.2501608	0.1853043	0.23163037
P01	122.346	0.03348	0.0248	0.031	18.0221	0.6033751	<b>0.4469445</b>	<b>0.55868063</b>
P02	65.3457	0.01809	0.0134	0.01675	17.7957	0.3219193	0.2384588	0.29807347
P03	8.34574	0.0027	0.002	0.0025	17.6006	0.0475177	0.0351983	0.04399785
P04	48.6543	0.01269	0.0094	0.01175	18.0506	0.229066	0.1696785	0.2120981
C02	87.6543	0.02322	0.0172	0.0215	5.68421	0.1319887	0.0977694	0.12221174

**Tableau VIII. 3: Les déplacements horizontaux et Efforts horizontaux dus au tablier.**

### VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement

Selon le RPOA, il existe quatre types de vérifications pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

#### VIII.2.5.1. Résistance à la compression

La contrainte applicable donne par la formule suivante :  $\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b}$

### ➤ Application Numérique

\* Pour les culées :

$$\sigma_{ap} = \frac{6,76}{0,6 \times 0,65} = 17,33 \text{ MPa}$$

$$17,33 \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

\* Pour les piles :

$$\sigma_{ap} = \frac{14,45}{0,9 \times 0,9} = 17,83 \text{ MPa}$$

$$17,83 \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

### VIII 2.5.2. Sécurité au flambement

Il faut vérifier : Avec :  $\gamma_s \text{Pu} < \text{Pc}$

Avec :  $\gamma_s = 3$  : coefficient partiel de sécurité.

**Pu** : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : **Pc = 4GBS<sup>2</sup> d/h.**

Avec : **B** : aire nominale en plan de l'appui (**B = a x b**).

**d** : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère.

**h** : hauteur totale de l'appareil d'appui.

**G** : module de cisaillement.

**S** : le facteur de forme,  $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$

### ➤ Application Numérique :

\* Pour les culées :

$$S = \frac{600 \times 700}{2 \times 16 \times (600 + 700)} = 10,1$$

$$d = 0,016 + 0,003 = 0,019 \text{ m}; h = 0,133 \text{ m}$$

$$B = 0,6 \times 0,65 = 0,42 \text{ m}^2$$

$$\text{Pc} = \frac{4 \times 0,9 \times 0,39 \times 9,75^2 \times 0,019}{0,133} = 19,06 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu} = 6,76 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s \times \text{Pu} = 3 \times 6,76 = 20,28 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times \text{Pu} \leq \text{Pc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\* Pour les piles :

$$S = \frac{900 \times 900}{2 \times 20 \times (900 + 900)} = 11,25$$

$$d = 0,02 + 0,003 = 0,023 \text{ m}; h = 0,161 \text{ m}$$

$$B = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ m}^2$$

$$\text{Pc} = \frac{4 \times 0,9 \times 0,81 \times 11,25^2 \times 0,023}{0,161} = 52,72 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu} = 14,45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s \times \text{Pu} = 3 \times 14,45 = 43,35 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times \text{Pu} \leq \text{Pc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier :  $\delta = \frac{V_x}{T_b} < \delta_c$

Tell que :  $\delta_c = 0,7 + 4 (\delta_0 - 0,7) \times (0,25 - p)$  Si  $p \leq 0,25$

$\delta_c = 1,4 (1 - 2p)$  Si  $p > 0,25$

Avec :  $p = \text{Pu}/\text{Pc}$

$\delta_0 = b/T$ , borné par  $[0,7 < \delta_0 < 2]$ .

**b** : petit côté de l'appui .

**T** : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour  $p \geq 0,25 \text{ MPa}$  ; on trouve  $\delta \leq 1,4 \times (1 - 2p)$

	$V_x$ (m)	p	$\delta_0$	$\delta$	$\delta_c$	Vérification
C01	0.11736	0.306	6.25	1.222494	0.5432	non vérifier
P01	0.08928	0.33	7.5	0.743995	0.476	non vérifier
P02	0.04824	0.33	7.5	0.401995	0.476	vérifier
P03	0.0072	0.33	7.5	0.059995	0.476	vérifier
P04	0.03384	0.33	7.5	0.282005	0.476	vérifier
C02	0.06192	0.306	6.25	0.645006	0.5432	non vérifier

**Tableau VIII.4 : Récapitulatif des calculs de distorsion et distorsion critique.**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile et de la culée qui non vérifier (P02, P03, P04).

#### VIII.2.5.4. Condition de non-glissement

On doit vérifier que la force horizontale : où :  $H < f N$  et  $f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{\sigma_m}\right)$

Avec :  $N$  : est l'effort de compression vertical.

$f$  : est le coefficient de frottement.

$$H_{\text{tablier (sens longitudinal)}} = K_{\text{Totale}} \times V_x.$$

#### Application Numérique :

\* Pour les culées :

$$N = 6,76 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 16 \text{ MPa}; f = 0,1375$$

$$H = 0.666 \text{ MN}$$

$$H < 0.929 \text{ MN}$$

**Condition vérifiée.**

\* Pour les piles :

$$N = 14,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 17,86 \text{ MPa}; f = 0,1336$$

$$H = 1.616 \text{ MN}$$

$$H < 2,386 \text{ MN}$$

**Condition vérifiée.**

### VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui sert à répartir les charges concentrées provenant directement du tablier vers l'élément porteur et à rattraper le dévers du tablier.

#### VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

$$A = b + 200$$

$$B = a + 200$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0$$

$$\text{Avec: } B_0 = A \times B; P_0 = 2 (A + B).$$

### ➤ Application Numérique

\* Pour les culées :

$$A = 600 + 200 \rightarrow A = 800 \text{ mm}$$

$$B = 700 + 200 \rightarrow B = 900 \text{ mm}$$

$$B_0 = 0,8 \times 0,9 = 0,72 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 \times (0,8 + 0,9) = 3,4 \text{ m.}$$

$$h \geq 0,423 \text{ m. Prenons : } h = 0,5 \text{ m.}$$

\* Pour les piles :

$$A = 900 + 200 \rightarrow A = 1100 \text{ mm}$$

$$B = 900 + 200 \rightarrow B = 1100 \text{ mm}$$

$$B_0 = 1,1 \times 1,1 = 1,21 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 \times (0,8 + 0,9) = 4,4 \text{ m.}$$

$$h \geq 0,55 \text{ m. Prenons : } h = 0,6 \text{ m.}$$

### VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément au guide SETRA (P.P.73).

#### VIII.3.2.1. Armatures de chaînage

La détermination de la section d'armatures de chaînage peut se faire en utilisant des règles similaires à celles de la méthode des bielles ou de la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chaînage sont généralement installées en une seule nappe, ancrée aux extrémités soit par une boucle à plat, soit dans le corps de fût.

$$A_c = 0,25 \times R \quad \text{Telle que : } R = \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :  $N$  : réaction maximale.

$$\sigma_s : \text{contrainte limite des armatures d'acier. } \sigma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa.}$$

#### VIII.3.2.2. Armatures horizontales

Afin de limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra supporter un effort équivalent à 12,5 % de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0,125 \times R$$

#### VIII.3.2.3. Frette supérieure

Ces armatures croisées sont placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = 0,04 \times R$$

#### VIII.3.2.4. Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement est placée à une profondeur comprise entre  $h/3$  et  $h$  depuis la face supérieure de l'appui.

$$A_i = 0,10 \times R$$

➤ **Application Numérique**

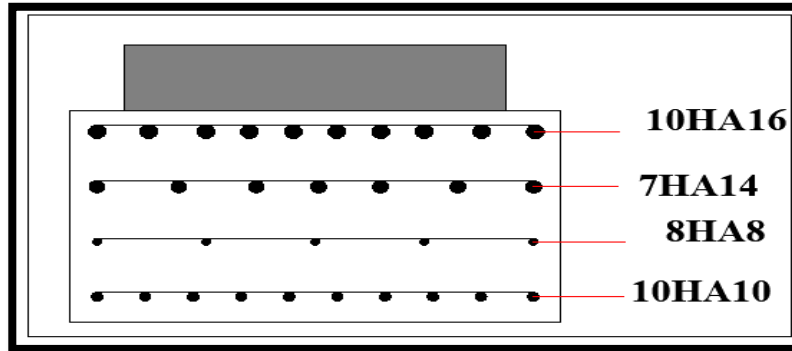
- Pour les culées :

$$A_c = 38,85 \text{ cm}^2, \text{ soit } 20\text{HA16}$$

$$A_h = 19,42 \text{ cm}^2, \text{ soit } 14\text{HA14}$$

$$A_s = 6,21 \text{ cm}^2, \text{ soit } 14\text{HA8}$$

$$A_i = 15,54 \text{ cm}^2, \text{ soit } 20\text{HA10}$$



**Figure VIII.2 : Ferrailage de dés D'appuis (cas de la culée).**

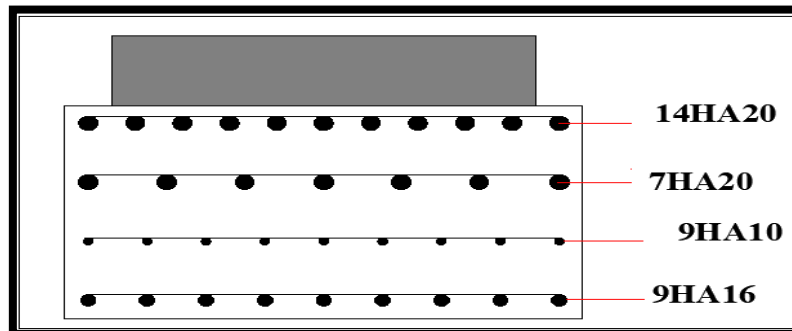
- Pour les piles :

$$A_c = 83,04 \text{ cm}^2, \text{ soit } 28\text{HA20}$$

$$A_h = 41,52 \text{ cm}^2, \text{ soit } 14\text{HA20}$$

$$A_s = 13,28 \text{ cm}^2, \text{ soit } 18\text{HA10}$$

$$A_i = 33,21 \text{ cm}^2, \text{ soit } 18\text{HA16}$$



**Figure VIII.3 : Ferrailage de dés D'appuis (cas de la pile).**

#### VIII.4. JOINT SOUS BALLAST

Les tabliers des ponts connaissent des changements de dimension longitudinale causés par les variations de température, le retrait, le fluage et les déformations liées à l'utilisation. Il est donc important de permettre au tablier de se dilater librement en prévoyant un espace à l'une ou aux deux extrémités. Les joints sous ballast sont conçus et mis en œuvre pour garantir la continuité de la circulation.

### VIII.4.1. Calcul du souffle

On dimensionne ces éléments en utilisant la combinaison suivante, conformément à l'Article 7.5.2 du RPOA :  $W = W_D + 0,4W_T + W_S/3$

Avec :  $W$  : souffle total du joint.

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$W_T$  : souffle thermique.

$W_S$  : souffle sismique.

Le souffle sismique a été pris en compte lors de l'évaluation des efforts sismiques par Midas.

( $W_S = 12,02$  cm),  $W_T = 4,42$  cm, et  $W_D = 5,58$  cm.

Donc :  $W = 11,35$  cm.

On a  $l_d = 125,28$  m. ( $l_d$  : longueur dilatable.)

D'après Freyssinet :  $l_d > 100$  m et  $0 < 11,35 < 35$  (cm). En utilise Joint garde ballast.

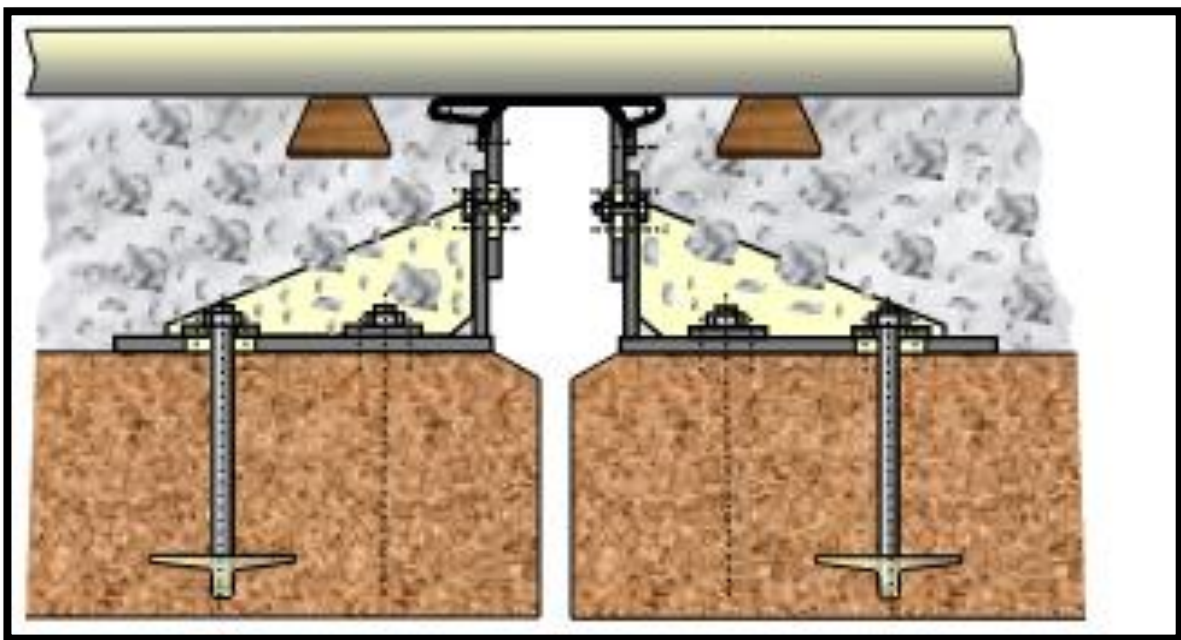


Figure VIII.4: Joint garde ballast.

### VIII.5. APPAREIL DE DILATATION

On utilise le joint de dilatation ainsi que d'un appareil de dilatation à l'extrémité du tablier, à cause de l'interaction voie-ouvrage, il résulte de l'influence mutuelle de leur comportement, due aux liaisons existantes entre eux. Cette interaction doit être prise en compte pour vérifier le comportement de l'ouvrage, afin d'éviter une rupture du rail ou une détérioration des liaisons, compromettant ainsi la stabilité de la voie.

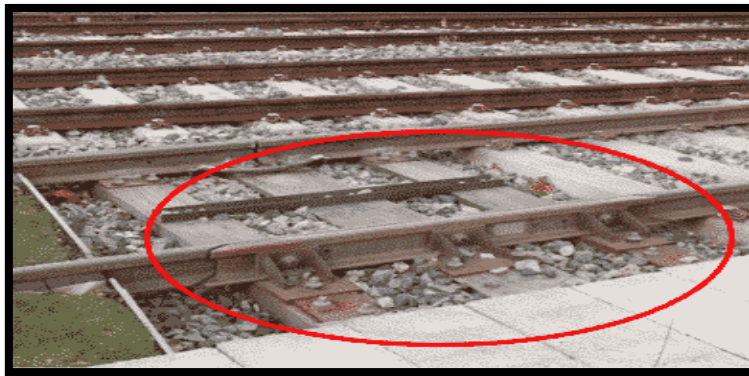


Figure VIII.5: appareil de dilatation.

## VIII.6. ETUDE SISMIQUE

### VIII.6.1 Introduction

Pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage, l'action sismique est considérée comme une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent simultanément) dans chacune des trois directions.

Cette action, dépendante de l'accélération de la zone, utilise un spectre de réponse pour estimer la réponse maximale de l'ouvrage : un spectre horizontal pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre vertical pour la composante verticale.

### VIII.6.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne des classifications essentielles pour définir la situation sismique de l'ouvrage, indispensables pour choisir le modèle, la méthode de calcul et les paramètres appropriés :

- ♦ Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1** (Pont stratégique).
- ♦ L'ouvrage se trouve dans une **zone sismique I** (sismicité faible).
- ♦ Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.15** (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**.

### VIII.6.3. Evaluation de la raideur totale K

Les raideurs longitudinales et transversales des appuis sont indiquées ci-dessous :

$$k_{Aapp} = n \times G \frac{a \times b}{T}; \quad k_{pil} = \frac{3EI}{h^3}; \quad k_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Aapp}} + \frac{1}{k_{pil}}}$$

Avec: **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

**G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui,  $G = 0,9$  MPa en cas statique, et  $1,2$  MPa en cas dynamique.

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton, vaut :  $f_{c28} = 30$  MPa.

Appuis	H (m)	I ( $m^4$ )	$K_{\text{Appareils d'appuis}}$		$K_{\text{pile}}$ (MN/m)	$K_{\text{Appuis}}$	
			$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)		$K_s$ (MN/m)	$K_d$ (MN/m)
C01	Infinie	Infinie	5.68421	7.5789474	Infinie	5.68421053	7.57894737
P01	11.91	59.94	18.1118	24.149068	3638.054	18.0220796	23.9898261
P02	18.2	59.94	18.1118	24.149068	1019.507	17.7956569	23.5902852
P03	21.44	59.94	18.1118	24.149068	623.6345	17.6006376	23.2488023
P04	10.48	59.94	18.1118	24.149068	5339.746	18.0505758	24.0403456
C02	Infinie	Infinie	5.68421	7.5789474	Infinie	5.68421053	7.57894737

**Tableau VIII.5 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.**

#### VII.6.4. Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont est effectuée soit par la méthode spectrale monomodale (utilisant le mode fondamental), soit par la méthode du spectre de réponse.

##### VIII.6.4.1. Méthode monomodale

La méthode du mode fondamental s'applique lorsque le comportement dynamique de la structure peut être approximé de manière satisfaisante par un modèle à un seul degré de liberté. Cette méthode convient particulièrement aux ponts rectilignes avec un tablier continu.

#### ➤ Conditions à vérifier pour que la méthode soit applicable

- 1) La masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieur à 70%.

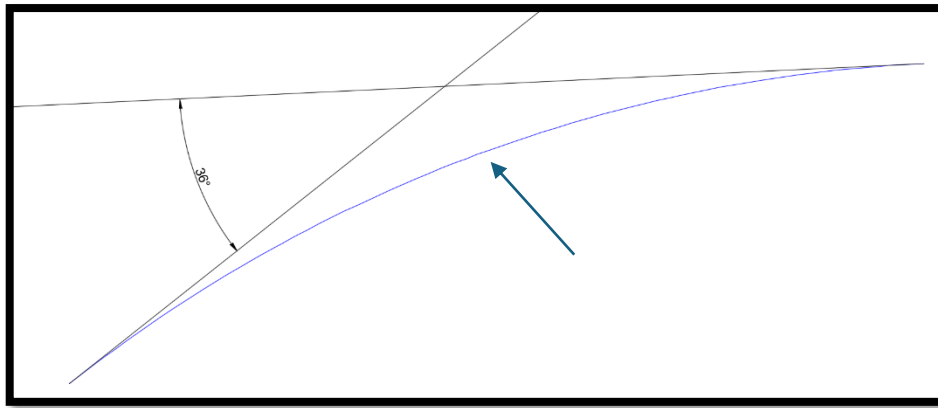
Cette condition est vérifiée pour un séisme longitudinal (lorsque le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère fretté ou glissants) si  $M_p \leq 0,43M_t$ .

$M_p$  : représente la masse totale des piles hors fondations.

$M_t$  : la masse totale du tablier.

- 2) Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe des appuis) est supérieur à 70 grade.
- 3) La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas dépasser 5 % de la longueur totale du tablier.
- 4) Les raideurs des appuis dans le sens longitudinal et transversal ne doivent pas varier plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- 5) La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grade.

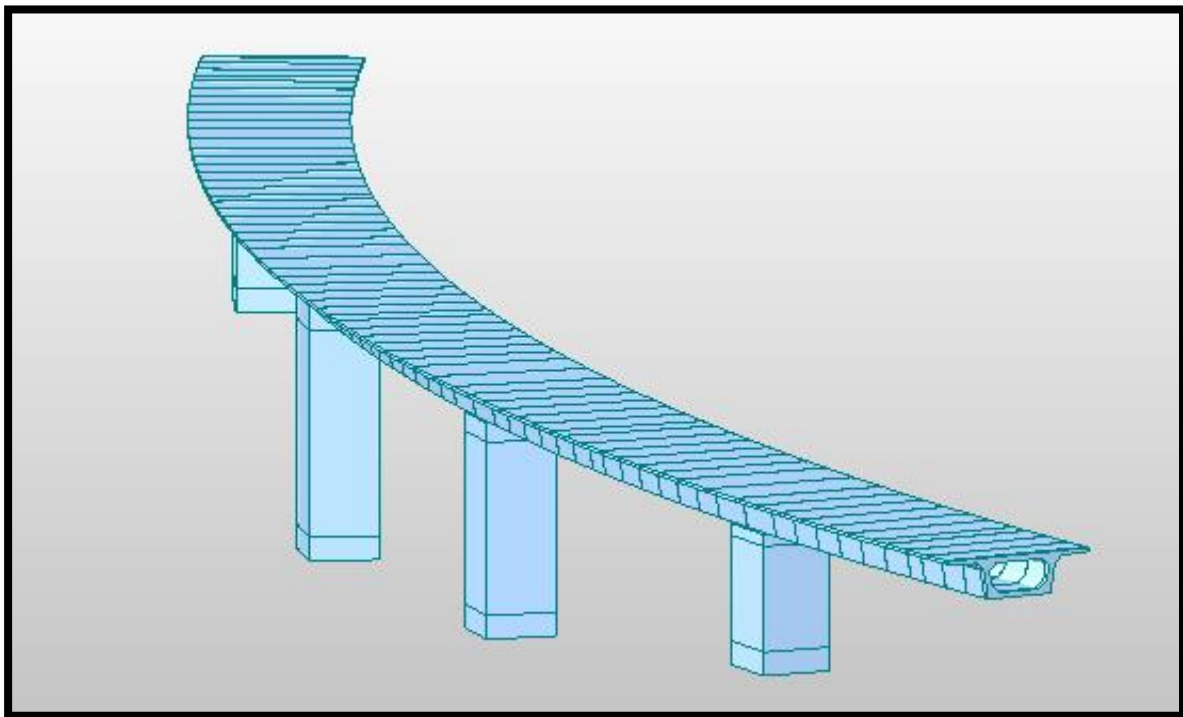
Comme on a le 5<sup>eme</sup> conditions n'est pas vérifiée ( $36^\circ = 40 \text{ grade} > 30 \text{ grade}$ ) alors on utilise la **méthode du spectre de réponse**.



**Figure VIII.6: Angle balayé en plan par la tangente à l'axe.**

#### VIII.6.4.2. Les spectres de réponse

Pour effectuer notre calcul multimodal, nous avons utilisé logiciel Midas 2022. À cette fin, nous réutiliserons le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appui, et appliquant une analyse modale spectrale.



**Figure VIII.7: Modèle de calcul multimodal.**

Dans le calcul des modes propres, nous prendrons en compte la masse du tablier, celle des piles, ainsi que la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

➤ **Spectre de réponse horizontal :**

Pour les directions longitudinale et transversale, nous utiliserons le spectre illustré dans la figure de la page suivante :

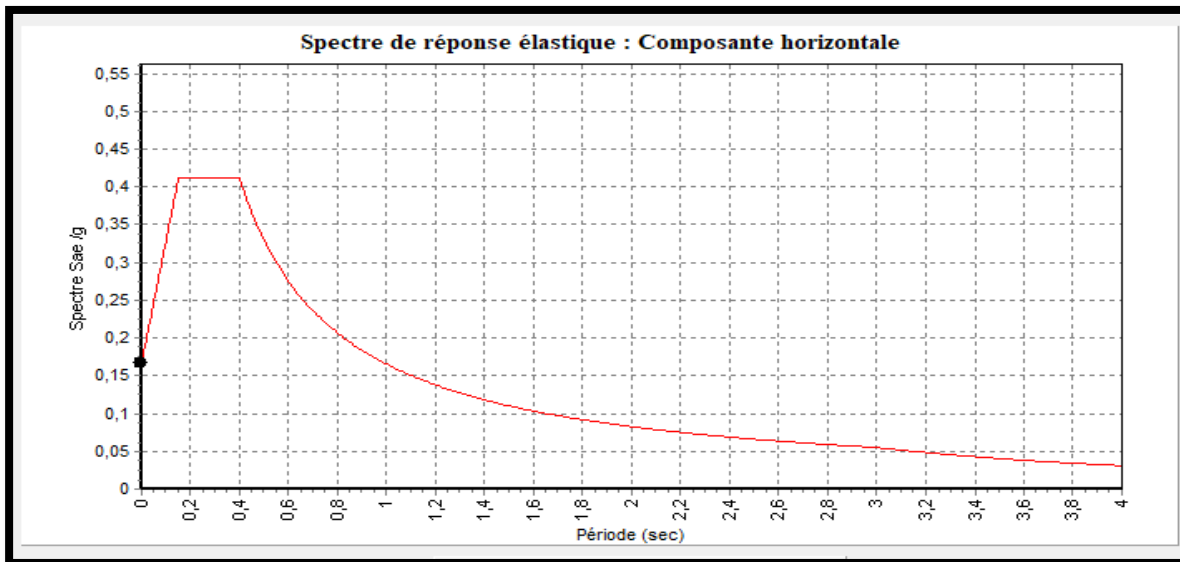


Figure VIII.8: Spectre de réponse horizontale Sa/g.

➤ Spectre de réponse vertical :

Selon le **Eurocode 8**, l'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (0) ou (I) est négligeable ; ainsi, un spectre de réponse verticale n'est pas nécessaire.

#### VIII.6.4.3. Modes significatifs

Tous les modes ayant une contribution significative à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. En d'autres termes, il faut considérer les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives  $\Sigma(M_i)$  atteint au moins 90 % de la masse totale du pont (MT).

Les résultats du calcul des modes propres sont présentés ci-dessous, tandis que les autres modes sont détaillés en **Annexe C** :

Modes	Périodes (s)	Participation de masse(%)			Cumule de participation(%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	2.039740	8,98	64,68	0	8,98	64,86	0
2	2.014535	64,45	8,94	0	73,43	73,62	0
3	1.941645	0,38	0,06	0	73,80	73,68	0
4	1.368745	0,06	0,41	0	73,86	74,09	0
5	0.666113	0,00	0,00	0	73,86	74,09	0
...	...	...	...	...	...	...	...
144	0.010163	0,53	2,63	0	90,23	95,14	89,65

Tableau VIII.6 : Modes propres.

### VIII.6.4.3. Période propre

Après le calcul des modes propres (Voir Annexe C) :  $T = 2,04$  s

### VIII.6.4.4. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon l'article 4.3.2.5 du RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison permet de déterminer l'effet probable de l'action sismique maximale résultant de l'apparition simultanée des forces sismiques le long des axes horizontaux X et Y.

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x$$

$E_x$  et  $E_y$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y.

#### ➤ La combinaison d'actions à l'ELA

Ecrite sous la forme suivante :  $G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$

Avec : **G** : valeur nominale des charges permanentes.

**P** : forces de précontrainte éventuelles (à long terme).

**E** : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

**Q** : actions variables des charges d'exploitation.

$\Delta T$  : désigne les variations de température.

**D** : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

$\Psi$  : coefficient de combinaison,  $\Psi = 0.3$  (lignes ferroviaires).

## VIII.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons examiné le rôle de chaque équipement du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin de garantir le confort des utilisateurs et la durabilité de l'ouvrage.

On peut négliger l'étude sismique dans zone faible sismicité (**0** ou **I**) par ce que les autre combinaison d'action donnera le max des efforts internes.



**CHAPITRE IX :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### IX.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage représente un élément crucial du projet. Son objectif principal est de distribuer les efforts issues des charges et surcharges vers le terrain de fondation.

Un Appui, qu'il s'agisse d'une pile ou d'une culée, se caractérise principalement par ses propriétés géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre l'étude des appuis et les fondations sous l'ouvrage.

### IX.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.

#### IX.2.1. Conception de la pile :

La conception de la pile est en fonction du milieu d'implantation ,du mode de construction du tablier et aussi la nature du site .

Pour notre ouvrage , Nous avons opté pour la solution d'une pile caisson ( Section rectangulaire évidée ) , qui permet d'économie de la matière.

Piles	P 01	P 02	P 03	P 04
Hauteur (m)	<b>11,9</b>	<b>18,20</b>	<b>19,44</b>	<b>10,57</b>
Position	<b>PK 107+539</b>	<b>PK 107+596</b>	<b>PK 107+653</b>	<b>PK 107+710</b>

**Tableau IX.1: Implantation et hauteurs des piles .**

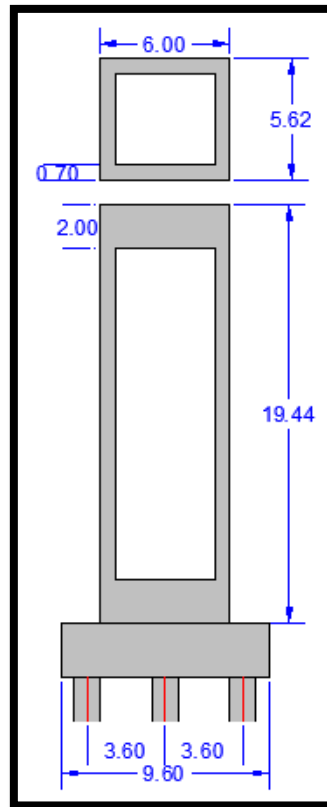


Figure IX.1: Dimensions de la pile la plus haute .

### IX.2.2. Evaluation des efforts agissant sur les piles :

Les charges permanentes ainsi que les charges de l'exploitation induisent des sollicitations sur chaque pile, se traduisant par des forces horizontales et verticales, ainsi que par des moments . La pile est donc traitée comme une console fixée à sa base.

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre V** et **VIII**, Les résultats des sollicitations maximales à l'ELU , l'ELS et l'ELA sont résumé dans les tableaux de la page suivant :

Effort	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Fz (KN)	-54260,56	-61921,45	<b>-62596,43</b>	-54816,1
Fy (KN)	-148,05	-85,8	<b>113,01</b>	164,51
Fx (KN)	1405,92	1558,93	<b>2336,45</b>	2273,57
My (KN.m)	-88929,87	-124650,51	<b>-137801,67</b>	-131063,72
Mx (KN.m)	-11745,45	-12943,49	<b>-19708,87</b>	-15718,17

Tableau IX.2: Evaluation des efforts des piles à l'ELU .

Effort	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Fz (KN)	-41916,87	-45843	-46342,8	-41700,51
Fy (KN)	-64,38	-25,07	94,74	111,65
Fx (KN)	2468,71	2356,5	2442,65	2488,9
My (KN.m)	-89601,9	-112098,9	-114347,44	-106916,92
Mx (KN.m)	-12698,58	-13880,61	-18098,43	-13811,55

**Tableau IX.3 : Evaluation des efforts des piles à l'ELS .**

Effort	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Fz (KN)	-4907,51	-5440,45	-30975,37	-36945,31
Fy (KN)	-58,35	-37,63	1947,85	2188,44
Fx (KN)	2323,71	2313,04	492,31	200,8
My (KN.m)	-40865,98	-59646,08	-55175,22	-70590,58
Mx (KN.m)	-7675,47	-9051,32	632,81	19580,58

**Tableau IX. 4: Evaluation des efforts des piles à l'ELA .**

### IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile la plus haute ( la pile 3 ) vis-à-vis le flambement :

L'élançement  $\lambda$  doit être **inférieure à 70** pour que la vérification au flambement soit satisfaite :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$  ; On a :  $\lambda_x = \frac{l_f}{i_x}$  et  $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$  .

Avec :  $l_f$  : La longueur de flambement de la pile la pile la plus haute tel que :  $l_f = 0,707l_0$  ( $l_0$  la longueur de la pile tel que :  $l_0 = 19,44$  m) .

$i$  : rayon de giration de la section de la pile la pile la plus haute :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} ; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; S : \text{La section transversal de la pile .}$$

d'après l'autocade on trouve :  $I_x = 59,9711 \text{ cm}^2$  ;  $I_y = 66,9409 \text{ cm}^2$  ;  $S = 14,3141 \text{ m}^2$  .

#### ♦ Résultats :

$$l_f = 0,707 \times 19,44 \text{ on trouve : } l_f = 13,74 \text{ m .}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{59,9711}{14,3141}} = 2,05 \text{ m} \quad \text{et} \quad i_y = \sqrt{\frac{66,9409}{14,3141}} = 2,16 \text{ m} .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{13,74}{2,05} = 6,91 < 70 \longrightarrow \text{pas de risque de flambement autour de x-x.} \\ \lambda_y = \frac{13,74}{2,16} = 6,36 < 70 \longrightarrow \text{pas de risque de flambement autour de y-y.} \end{array} \right.$$

### IX.2.4. Calcul du ferrailage :

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes , l'une proche de la surface extérieure et l'autre proche de la surface intérieure.

#### ❖ Sous moment de flexion oblique :

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (**N**) et deux moments de flexion **M<sub>x</sub>** et **M<sub>y</sub>** .

Pour le calcul de la section des armatures on utilise les abaques de ‘ ‘ **WALTHER** ’ ’ qui sont des abaques pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé .

La disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une variable doublement symétrique (**β**) , tel que le facteur  $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$  , avec **b** et **h** sont les grandes dimensions de la section , par une application numérique :  $\beta = \frac{5,62}{2(5,62+6)} = 0,24$  .

Il faut tout d'abord vérifier la condition d'orientation :  $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$  .

**t<sub>x</sub>** et **t<sub>y</sub>** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

Application numérique :  $\frac{t_y}{h} = \frac{0,7}{6} = 0,117$  ;  $\frac{t_x}{b} = \frac{0,7}{5,62} = 0,125$  , Donc cette condition est vérifiée .

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs :  $\eta = \frac{m_y}{m_x}$  , Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs **m<sub>x</sub>** ; **m<sub>y</sub>** et **n** tel que :

$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b^2 h f_{c28}} \text{ et } n = \frac{N}{b h f_{c28}} .$$

Donc on trouve :  $m_x = \frac{19708,87 \times 10^{-3}}{5,62 \times 6^2 \times 30} = 0,003247$  ;  $m_y = \frac{137801,67 \times 10^{-3}}{5,62^2 \times 6 \times 30} = 0,024238$  ;

$$n = \frac{-62596,43 \times 10^{-3}}{5,62 \times 6 \times 30} = -0,06 \longrightarrow \eta = \frac{0,024238}{0,003247} = 7,46 . \text{ on remarque que : } 2 < \eta < \infty .$$

Dans ce cas pour réaliser l'interpolation on inverse les rapports et l'on interprète l'abaque (**m<sub>x</sub> - n**;  $\eta = 2$ ) comme abaque ( $0,5 m_y - n$ ;  $\frac{1}{\eta} = 0,5$ ) et de la même manière pour l'abaque de  $\infty$  , et ensuite on faire l'interpolation pour trouver **Ω** .

À partir des abaques de "WALTHER" ci-dessous on tire  $\omega_s$  et  $\omega_i$  :

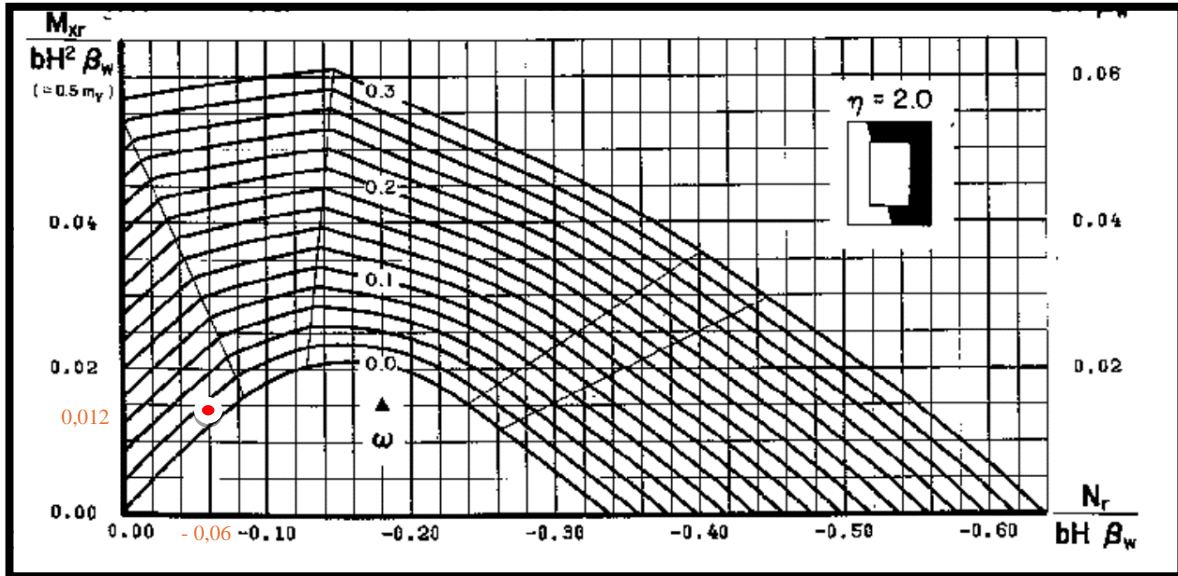


Figure IX.2: Abaque de WALTHER pour  $\eta = 2$  .

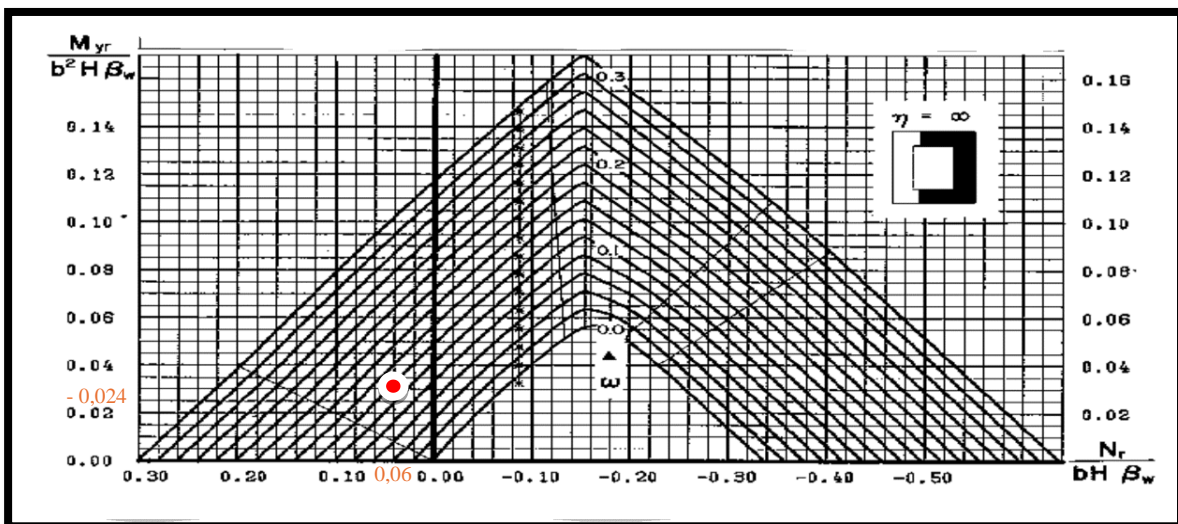


Figure IX.3 : Abaque de WALTHER pour  $\eta = \infty$  .

On trouve :  $\omega_i = 0.015$  et :  $\omega_s = 0.12$  .

Maintenant on utilise la formule de l'interpolation pour déterminer  $\omega$ .

$$\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i) ; \text{ avec : } \eta = 0.1339 ; \eta_s = 0,5 \text{ et } \eta_i = 0$$

$$\text{Donc : } \omega = 0.015 + \frac{0.12 - 0.015}{0,5 - 0} (0.134 - 0) \longrightarrow \omega = 0.04314.$$

On calcule l'aire totale de l'armature passive :

$$F_a = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.04314 \times 5,62 \times 6 \times 30}{250} \times 10^4 = 1745.62 \text{ cm}^2.$$

On a :  $A_s = \beta \cdot F_a$

- On trouve pour le ferrailage longitudinale :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1}(\text{coté } b) = 0,24 \times 1745.62 = 422.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s1}(\text{coté } h) = 0,24 \times 1745.62 = 422.13 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

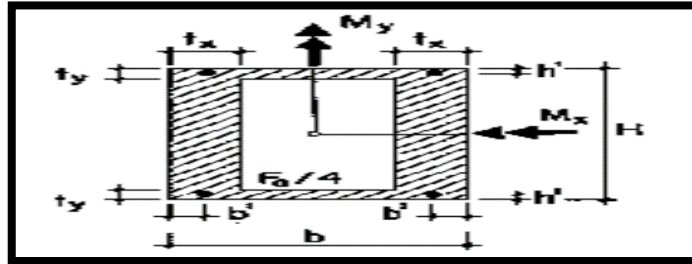


Figure IX.4: Pourcentage géométrique d'armature.

- Condition de non-fragilité :  $A_{s-min} \geq \frac{0,23 \cdot h \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$

$$\text{On : } \frac{0,23 \times 6 \times 5,62 \times 2,4}{500} = 372.27 \text{ cm}^2 ; \text{ donc la condition est vérifiée .}$$

- Choix des barres :

On a pour les deux cotés **h** (longitudinal) et **b** (transversal) : deux nappes de **27HA32** avec un espacement **e = 20 cm**.

- Ferrailage transversale :

La section transversale  $A_t$  destinée à soutenir une barre longitudinale ou un ensemble de barres de section  $A_l$  doit répondre à la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales en (mm) tel que :

$$S_t = \text{Min}(12\phi_1 ; b ; 200) = \text{Min}(12 \times 32 ; 562 ; 200) \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{422.13 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{200}{100} \longrightarrow A_t = 52.77 \text{ cm}^2 .$$

Dimensions	pile 03	
	Coté b	Coté h
$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	422.133	422.133
$\phi_1$ (cm)	54HA32	54HA32
$A_l$ (cm <sup>2</sup> ) retenue	434.29	434.29
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	52.767	52.767
$\phi_t$ (mm)	HA16	HA16

Tableau IX.5 : Résumé de ferrailage de la pile 03 .

### ❖ Calcul du sommier

Des efforts importants peuvent être faits à la partie supérieure des piles en raison des charges verticales provenant du tablier , Ces charges peuvent provoquer une fissuration du béton d'une part suivant les plans verticaux , d'autre part suivant des plans obliques (aux extrémités) . C'est pourquoi des armatures de renforcement de sommier sont à déterminer selon **PP73** .

#### ♦ Armature de chaînage

Les armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe et ancrées aux extrémités , La section de ces armatures est calculée de manière à résister à une force correspondant à **0,25** fois la charge concentrée maximale :  $A_c = \frac{0,25.R}{\sigma_s}$  .

#### ♦ Armatures horizontales

Afin de restreindre la diffusion de fissures potentielles, on positionne des armatures horizontales en dessous du chaînage. Elles sont disposées à une hauteur correspondant à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. et doivent reprendre **12.5%** de la même descente de charge :  $A_h = \frac{0,125.R}{\sigma_s}$  .

#### ♦ Armature des frettes inférieures d'éclatement :

À partir de la face supérieure de l'appui, elles sont disposées à une profondeur comprise entre  $E/3$  et  $E$ , où  $E$  est l'épaisseur de l'appui :  $A_i = \frac{0,1.R}{\sigma_s}$  .

Les résultats de calcul et le ferrailage choisi sont donnés au tableau suivant :

R 'P 03' (KN)	Armatures		PILE 03
<b>62596.43</b>	De chaînage	AS (cm2)	<b>62.60</b>
		Ø (mm)	<b>20HA20</b>
	Horizontales	AS (cm2)	<b>31.30</b>
		Ø (mm)	<b>16HA16</b>
	D'éclatement	AS (cm2)	<b>25.04</b>
		Ø (mm)	<b>13HA16</b>

**Tableau IX.6 : Ferrailage du sommier de la pile 03**

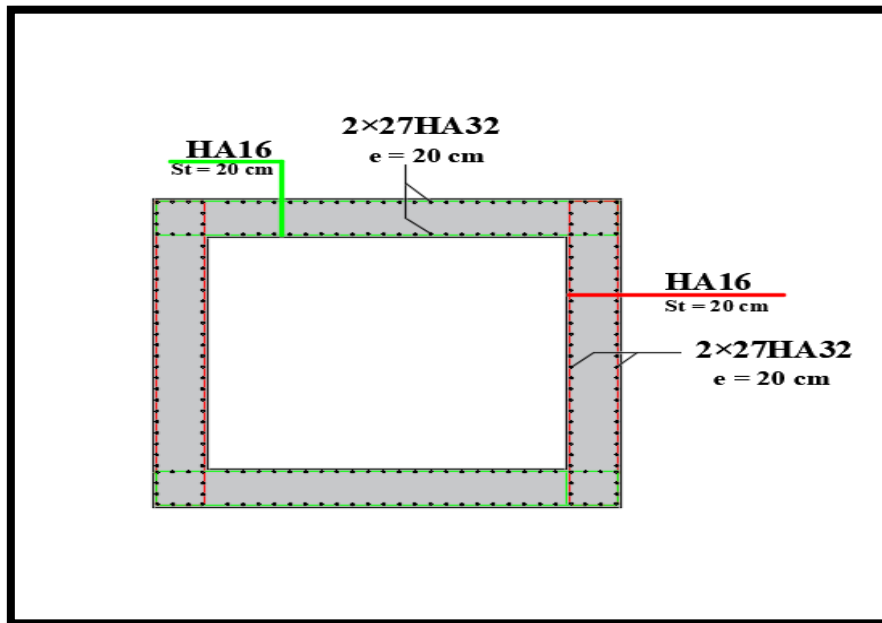


Figure IX.5 : ferrailage longitudinale de la pile

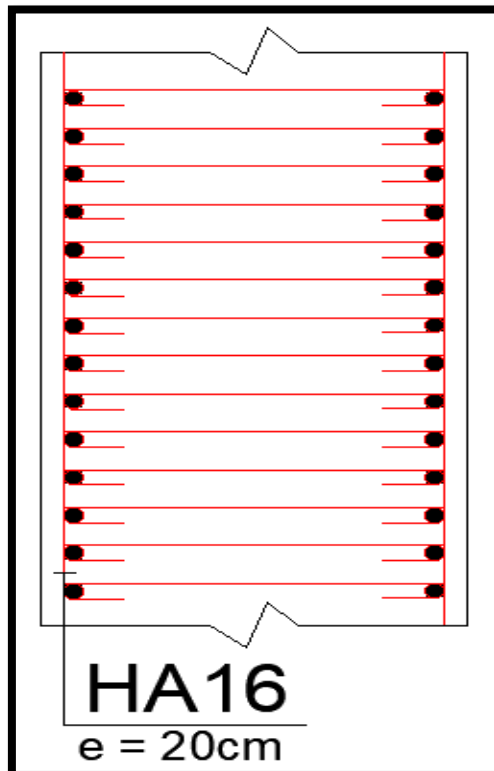


Figure IX.6 : Ferrailage transversale de la pile

### IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément essentiel de l'infrastructure d'un pont. Construite aux deux extrémités de l'ouvrage, elle assure la liaison entre le tablier du pont et son environnement.

Elle joue deux rôles principaux : servir de support au tablier et fonctionner comme un mur de soutènement, résistant à la poussée des terres et aux surcharges des remblais.

### IX.3.1. Choix du type de culée

On existe trois types suivants :

- 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.

En tenant compte des caractéristiques naturelles du site, nous choisissons une culée remblayée.

### IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Éléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m_{gg}} = 4,15 \text{ m}$ ; $e_{m_{gg}} = 0,55 \text{ m}$ $l_{m_{gg}} = 12,7 \text{ m}$
Sommier d'appui	Élément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{sa} = l_{\text{longueur tablier}} = 12,7 \text{ m}$ $e_{sa} = 2,15 \text{ m}$
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	$h_{mf} = 8,05 \text{ m}$ ; $e_{mf} = 2,7 \text{ m}$ $l_{mf} = 12,7 \text{ m}$
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	$h_{mr} = 12,2 \text{ m}$ ; $e_{mr} = 0,5 \text{ m}$ $l_{mr} = 7,2 \text{ m}$
Corbeau avant	Pour visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage	$h_{mca} = 1,2 \text{ m}$ ; $e_{mca} = 0,65 \text{ m}$ $l_{mca} = 12,7 \text{ m}$
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	$L_s = 13,2 \text{ m}$ ; $e_s = 2,5 \text{ m}$ $l_s = 9,6 \text{ m}$

**Tableau IX.7 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.**

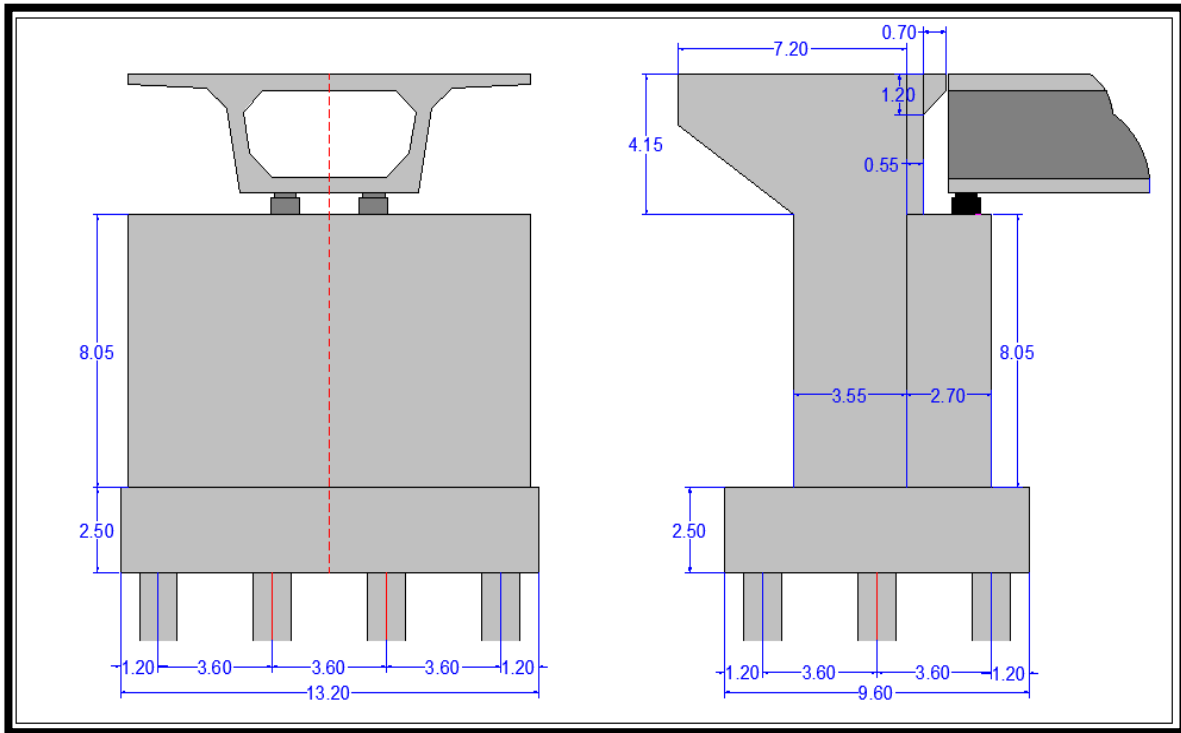


Figure IX.7 : Pré-dimensionnement de la culée.

**IX.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

- ❖ **Poids propre :** Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule :

$$P = \gamma_b \times V$$

Avec :  $\gamma_b$  : le poids volumique de béton pris égale à **25 KN/m<sup>3</sup>**.

V : le volume de chaque élément.

- ❖ **Poids des terres :** De même manière se calcul le poids des terres sur la semelle
- ❖ **Poussée des surcharges et du remblai :**

- ♦ **Calcul du coefficient de poussée statique :**

$\theta = 0$  ;

$\varphi = 30$  : l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\alpha$  : Angle de talus avec l'horizontal  $\alpha = 0^\circ$  ;

$\beta$  : Inclinaison de la culée  $\beta = 0^\circ$  ;

$\delta$  : Angle de frottement (sol – béton)  $\delta = 0^\circ$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

On trouve Les coefficients de poussées statique :

**$K_{ad} = 0.33$ .**

\* La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de longueur L, est :

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L \text{ (Triangulaire)}$$

\* La poussée due aux surcharges  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

$$F_p = K_a \times q \times H \times L \text{ (Rectangulaire)}$$

$\gamma$  : poids volumique du sol pris égale à **20 KN/m<sup>3</sup>**.

$K_a$  : coefficient de poussée des terres.

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées des terres et due aux surcharges comme il est montré sur le schéma suivant :

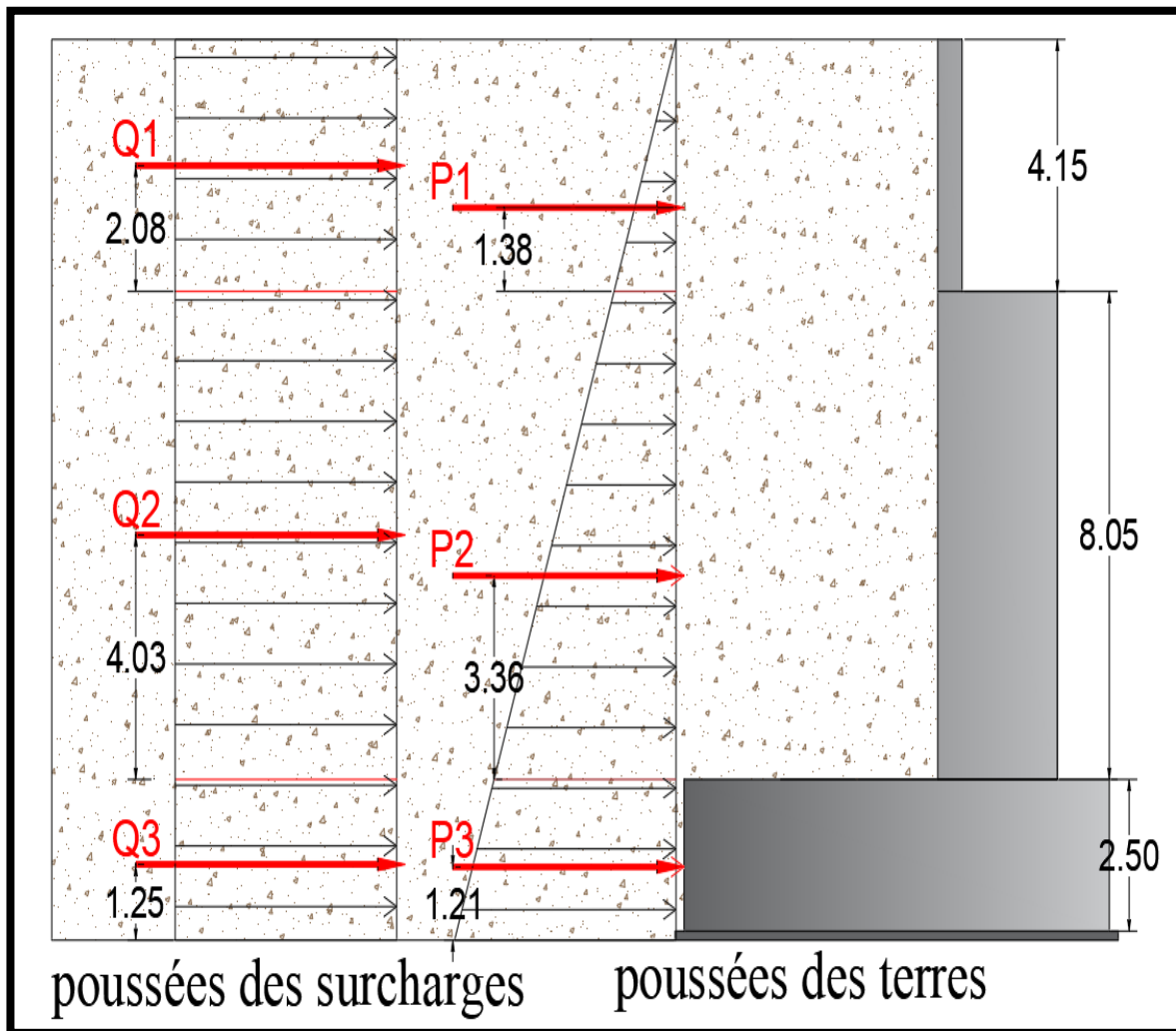


Figure IX.8 : Poussées des terres du au mur garde-grève, mur frontal et la semelle

❖ Application numérique :

$$P1 = (20 \times 0.33 \times 4.15^2 \times 11.5) / 2 = 664.91 \text{ KN}$$

$$Q2 = (10 \times 0.33 \times 8.05^2 \times 11.5) = 313.56 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Element	Surface ( $m^2$ )	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN.m)	Mfh/o (KN.m)
Semelle	24	7920.00	/	/	0.00	0.00	/
Mur F	21.72	6896.10	/	/	2.28	15723.11	/
Mur en R	53.68	1342.00	/	/	-1.74	-2335.08	/
MGG	2.28	723.90	/	/	1.20	868.68	/
Poids des terre	69.87	16349.58	/	/	-1.94	-31718.19	/
Poussée sur semelle	/	/	2929.34	1.21	/	/	3544.51
surchage	84.24	842.40	/	/	-3.60	-3032.64	/
Poussée surcharge	/	/	109.82	1.25	/	/	137.28
Corbeau avant	0.595	188.91	/	/	1.78	336.26	/
DES d'APPUI	0.45	22.50	/	/	2.68	60.3	/
Poids joint ballast	/	12.7	/	/	0.85	10.795	/
Poussée t sur Mur F	/	/	5081.66	5.86	/	/	29778.53
Poussée surcharge/MF	/	/	313.56	6.52	/	/	2044.41
Poussée UIC/MF	/	/	425.04	6.52	/	/	2771.26
Poussée UIC/SEM	/	/	132.00	1.25	/	/	165.00
Poussée SW0/MF	/	/	706.26	6.52	/	/	4604.82
Poussée SW0/SEM	/	/	219.44	1.25	/	/	274.30

**Tableau IX.8 : Evaluations des efforts de la culée.**

\* **Remarque :** le point O située au bas de milieu de semelle (la somme des moment et petit de ce point).

### IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

#### IX.3.4.1 Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encastré dans la semelle. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau dans la page suivante :

Elément	Surface (m <sup>2</sup> )	N (KN)	H (KN)	dv( x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
Mur F	21,72	6896,10	/	/	2,28	15723,11	/
MGG	2,28	723,90	/	/	1,20	868,68	/
Corbeau avant	0,60	188,91	/	/	1,78	336,26	/
DES d'APPUI	0,45	22,50	/	/	2,68	60,30	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
Q2	/	/	109,82	1,25	/	/	137,28
P2	/	/	5081,66	5,86	/	/	29778,53
Poussée UIC71	/	/	425,04	6,52	/	/	2771,26
Poussée SW0	/	/	706,26	6,52	/	/	4604,82

**Tableau IX.9 : Sollicitations sur le mur frontal.**

Le mur frontal est un élément qui fonctionne en flexion composée.

❖ **Sollicitations les plus défavorables :**

ELU : N = 1898.67 KN/ml                      M= 7866.25 KN\*m /ml

ELS : N = 1249.79 KN/ml                      M = 4903.29 KN\*m /ml

❖ **Calcul de la section d'acier :**

Le ferrailage vertical est calculé par ROBOT-Expert en utilisant une section rectangulaire (1 ×2.7 ) m soumise à une flexion composée, dans le cas de chargement le plus défavorable.

❖ **Résultats**

▪ **Section d'acier**

$A_s = 66.3 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 9HA32/ml (  $A_s = 72.38 \text{ cm}^2$  ) / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

▪ **Armature de construction**

$A'_s = A_s/3 = 22,1 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 9HA20 (  $A'_s = 28.27 \text{ cm}^2$  ) / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

▪ **Armatures transversales**

$A_t = A_s/4 = 16,58 \text{ cm}^2$  donc : on opte pour 9HA16 (  $A_t = 18,05 \text{ cm}^2$  ) avec 12,5 cm.

### IX.3.4.2 Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encasté dans le mur frontal. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Element	Surface (m <sup>2</sup> )	N (KN)	H (KN)	dv( x/o) (m)	Dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN.m)	Mfh/o (KN.m)
Corbeau Avant	0,60	188,91	/	/	0,88	166,24	/
joint ballast	/	12,70	/	/	0,88	11,18	
MGG	2,28	723,90	/	/	0,28	202,69	/
P1	/	/	664,91	1,38	/	/	917,58
MOMENT FREINAGE	/	/	/	/	/	/	458,78
Q1	/	/	160,17	2,08	/	/	332,36
MP	/	/	/	/	/	/	37,04

**Tableau IX.10 : Sollicitations sur le mur garde grève.**

- Tel que :

#### ❖ Moment dû à la force de freinage

On considère l'effet de freinage de 2 voies chargées LM71, Donc le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$MF = 2 * \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

$\mu$  : coefficient de pondération ( $\mu = 1$  à l'ELS) ;

P : charge due au système LM71,  $P = 325/2 = 162.5$  KN.

h : hauteur du mur,  $h = 4,15$  m.

❖ **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2, les engins de compactage. Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de  $(0,25 \times 0,25) \text{ m}^2$ . Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 à pour expression :

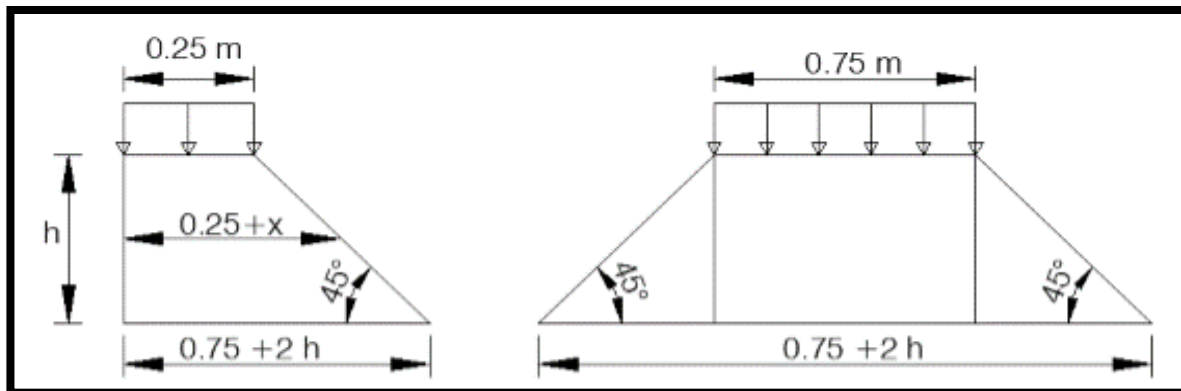
$$M_p = \frac{12K}{0,25 + 2h} \times \int_0^x \frac{h-x}{0,25+x} dx, \text{ avec : } K = K_{ad} \times \delta \times \gamma$$

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique ( $\delta = \varphi^3 = 1$ ).

$\gamma$  : coefficient de pondération ( $\gamma = 1$  à l'ELS).

Donc  **$K = 0,33$  à l'ELS.**

La valeur de  $M_p$  est :  $M_p = 37,04 \text{ KN.m}$ .



**Figure IX.9 : Poussée d'une charge locale située en arrière du mur**

❖ **Résultats :**

▪ **Section d'acier :**

$A_s = 17,9 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 9HA16/ml ( $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 12,5 cm.

▪ **Armature de construction :**

$A'_s = A_s/3 = 5,97 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 9HA10 ( $A'_s = 7,07 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 12,5 cm.

♦ **Armatures transversales :**

$A_t = A_s/4 = 4,48 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 9HA8 ( $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un  $e = 12,5 \text{ cm}$ .

### IX.3.4.3 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont . On utilise le logiciel ROBOT on trouve les résultats suivants :

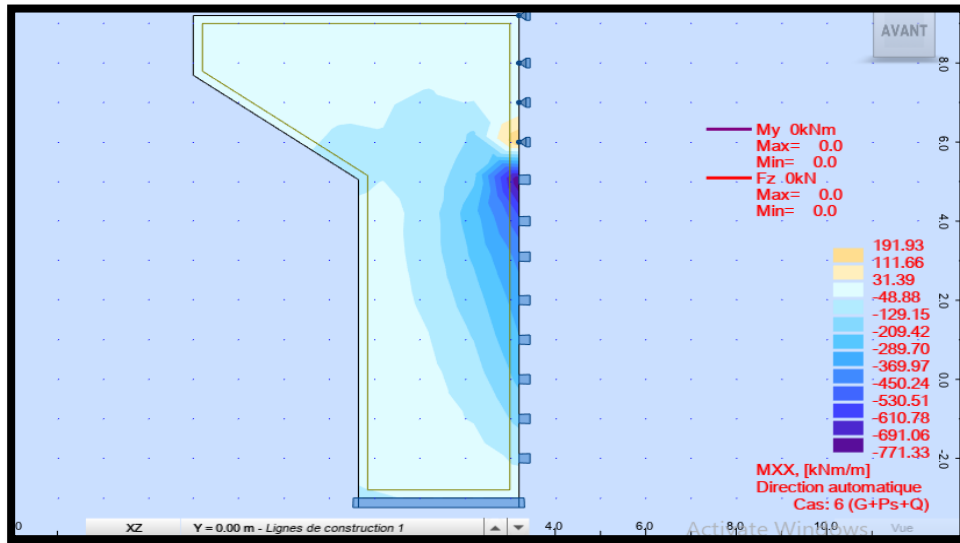


Figure IX. 10: Les moments  $M_{XX}$  sur le mur en retour avec le logiciel.

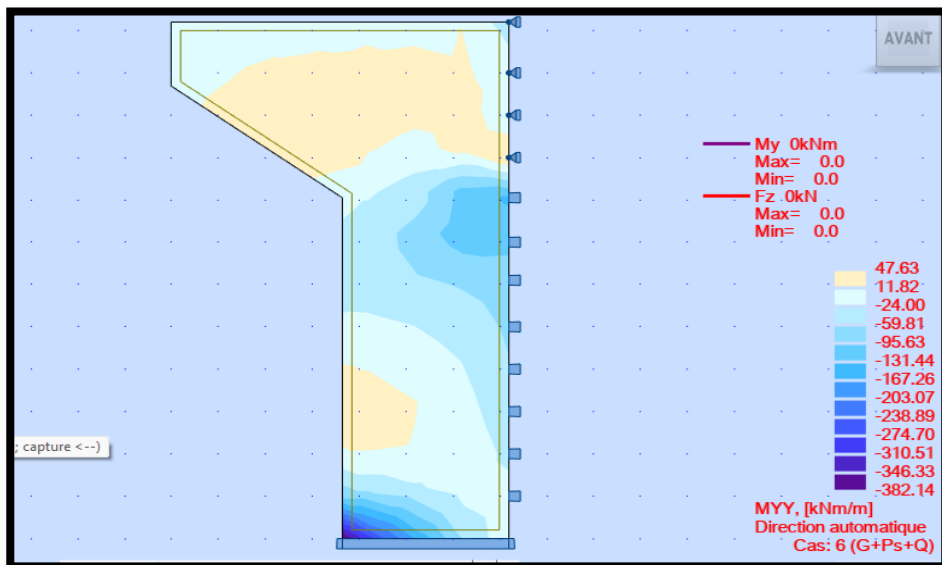


Figure IX.11 : Les moments  $M_{YY}$  sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferrailage du mur dans les deux directions, à la fois du côté intérieur (remblai) et extérieur, est calculée à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section rectangulaire de dimensions (1 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

♦ Résultats à l'ELS :

$$M_{xx} = -530.51 \quad \text{KN.m/ml}$$

$$M_{yy} = -274.70 \quad \text{KN.m/ml}$$

❖ **Le ferrailage horizontal**▪ **Section d'acier :**

$A_{sXX} = 21.2 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour **6HA25/ml** ( $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

▪ **Armature de construction**

$A'_{sXX} = A_s/3 = 7.07 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour **6HA14/ml** ( $A'_s = 7.7 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

❖ **Le ferrailage vertical**▪ **Section d'acier :**

$A_{sYY} = 10.8 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour **6HA16/ml** ( $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 20cm.

▪ **Armature de construction**

$A'_{sYY} = A_s/3 = 3.6 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour **6HA10/ml** ( $A'_s = 4.71 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

**IX.3.4.3 Corbeau avant**

Le Corbeau avant a pour rôle de permettre les employés de visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

	Surface (m <sup>2</sup> )	N(KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o(KN.m)	Mfh/o
Corbeau Avant	0,6	188,91	/	0,33	61,4	/
Joint ballast	/	12,70	/	0,33	4,13	/
charge vertical	/	500	/	0,65	/	325

**Tableau IX.11 : la sollicitation du corbeau avant**

Le ferrailage du Corbeau Avant est calculé selon BAEL91, comme une console courte :

On désigne par :

**Mu** : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement

**Vu** : l'effort tranchant à l'état limite ultime dans la même section

**a** : la distance de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement ;  $a = M_u / V_u$  .

**d** : la hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé ;

**δ** : le rapport d/a ;

**τ<sub>u</sub>** : la contrainte tangente conventionnelle à l'état limite ultime. Cette contrainte **τ<sub>u</sub>** doit être au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u = 0.03 (2 + \delta) f_{cj} \rightarrow \tau_u = 4 \text{ MPa.}$$

Dans la première expression,  $f_{cj}$  est plafonné à 30 MPa et  $\delta$  à 4.

#### ❖ Armatures supérieures tendues :

L'aire A de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Où Z est pris égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Z = 0.7 \times d (1 + 0.1 \times \delta) \quad \text{et} \quad Z = 2.4 \times a (0.4 + 0.1 \times \delta) \quad \text{où } \delta \text{ plafonné à 4}$$

#### ❖ Armatures réparties :

L'aire totale  $\Sigma A_r$  de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$$\Sigma A_r = \lambda \times A$$

$\lambda = \frac{1}{4} \times (\delta + 12 \frac{\tau_u}{f_{cj}} - 1)$  avec un minimum de 0.1 et ou  $\delta$  plafonné à 4.

#### ➤ Application Numérique :

On a  $M_u = 44.12 \text{ KN.m/ml}$  ;  $V_u = 21.58 \text{ KN/ml}$

$$\text{Donc } a = M_u / V_u = \mathbf{2.02 \text{ m}} .$$

On a la dimension de la culée  $d = 1.2 \text{ m}$

$$\text{Alors } \delta = \mathbf{1.2 / 2.02 = 0.59}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.03 (2 + 0.59) 30 = 1.62 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \text{Min} \{1.62 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \quad \text{donc} \quad \tau_u = \mathbf{1.62 \text{ MPa}}$$

#### ♦ Pour les armatures supérieures tendues

$$Z = \text{Min} \{0.7 \times (1 + 0.1 \times 0.59) = 0.89 \text{ m} \quad \text{et} \quad 2.4 \times 2.02 (0.4 + 0.1 \times 0.59) = \mathbf{2.22 \text{ m}}\}$$

Donc  $Z = 0.89\text{m}$

Alors :  $A = \frac{44.12}{0.89 \times \frac{500}{1.15}} = 1.8 \text{ cm}^2$  on opte pour **5HA10/ml** ( $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 25 cm.

♦ **Pour les armatures réparties :**

$\lambda = \frac{1}{4} \times (0.59 + 12 \frac{1.62}{30} - 1) = 0.06$  avec un min de 0.1 donc  $\lambda = 0.1$

On trouve  $A_r = 0.4 \text{ cm}^2$  on opte pour **5HA8/ml** ( $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 25 cm.

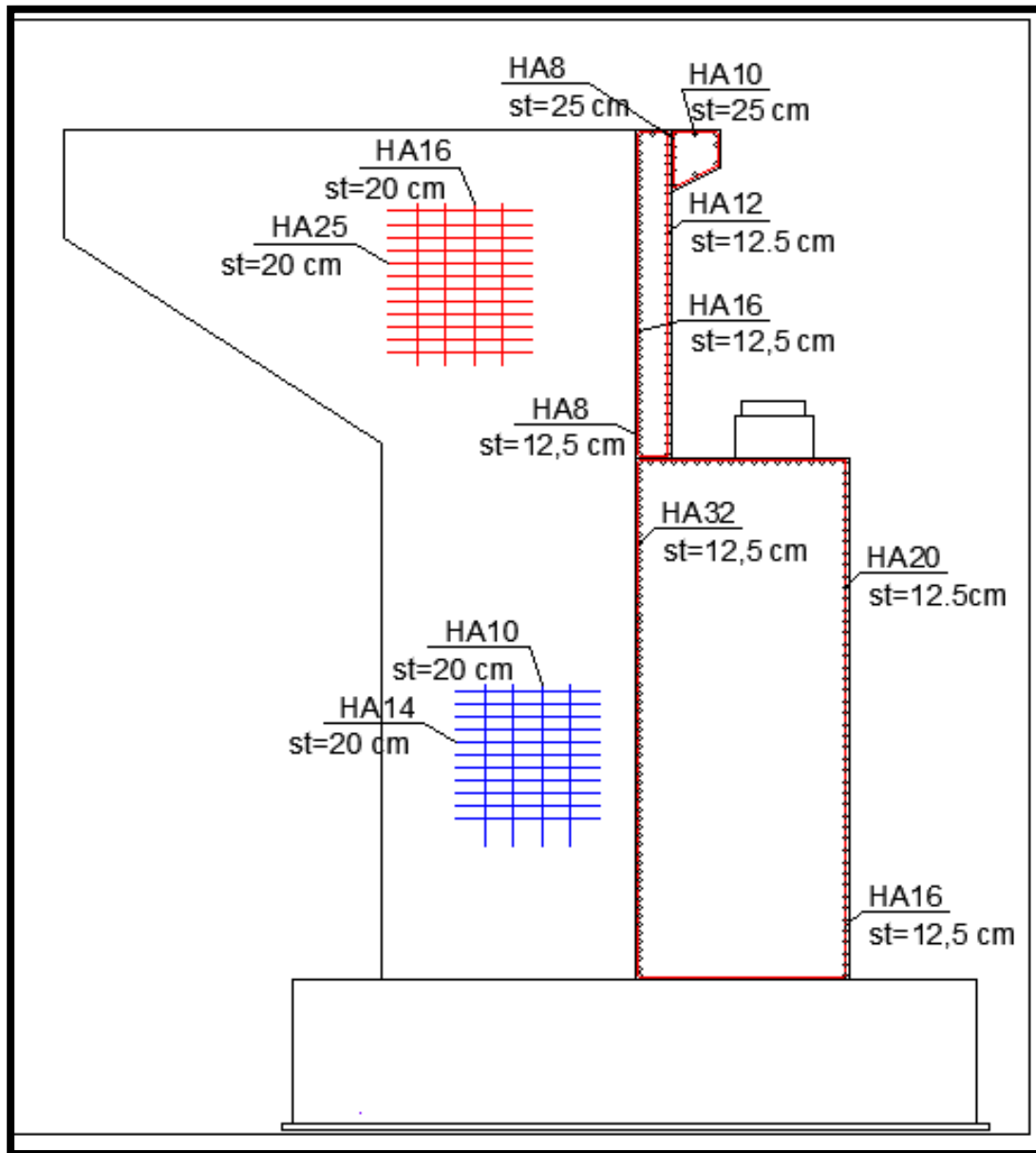


Figure IX. 12: Ferrailage de la culée

## IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

La fondation est la partie d'un ouvrage qui repose sur un terrain d'assise sur lequel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

### IX.4.1 Calcul du nombre des pieux

Le nombre de pieux nécessaires dépend de leur capacité portante individuelle, qui est déterminée par les données géotechniques, ainsi que de l'effort vertical dû au tablier :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :  $N_{\max}$  : l'effort normale maximal à L'ELS .

$Q_p$  : Capacité portante d'un pieu a L'ELS .

	Cas de la pile	Cas de la culée
$N_{\max}$ (KN)	46342,8	46977,39
$Q_p$ (KN)	4879,4	4879,4
$n_p$	10	10
On prend	12 pieux de 11m de profondeur	12 pieux de 11m de profondeur

Tableau IX. 12 Nombre de pieux sous la semelle .

### IX.4.2 Etude de la semelle :

- ♦ La largeur :  $B = (N_B - 1) \times L + 2\phi$  .
- ♦ La longueur :  $L_A = (N_A - 1) \times L + 2\phi$  .
- ♦ La hauteur :  $H_t \geq \frac{L}{2,5}$  .

Avec :  $N_B$  et  $N_A$  : nombre des files des pieux. ;  $L$  : la distance entre deux files .

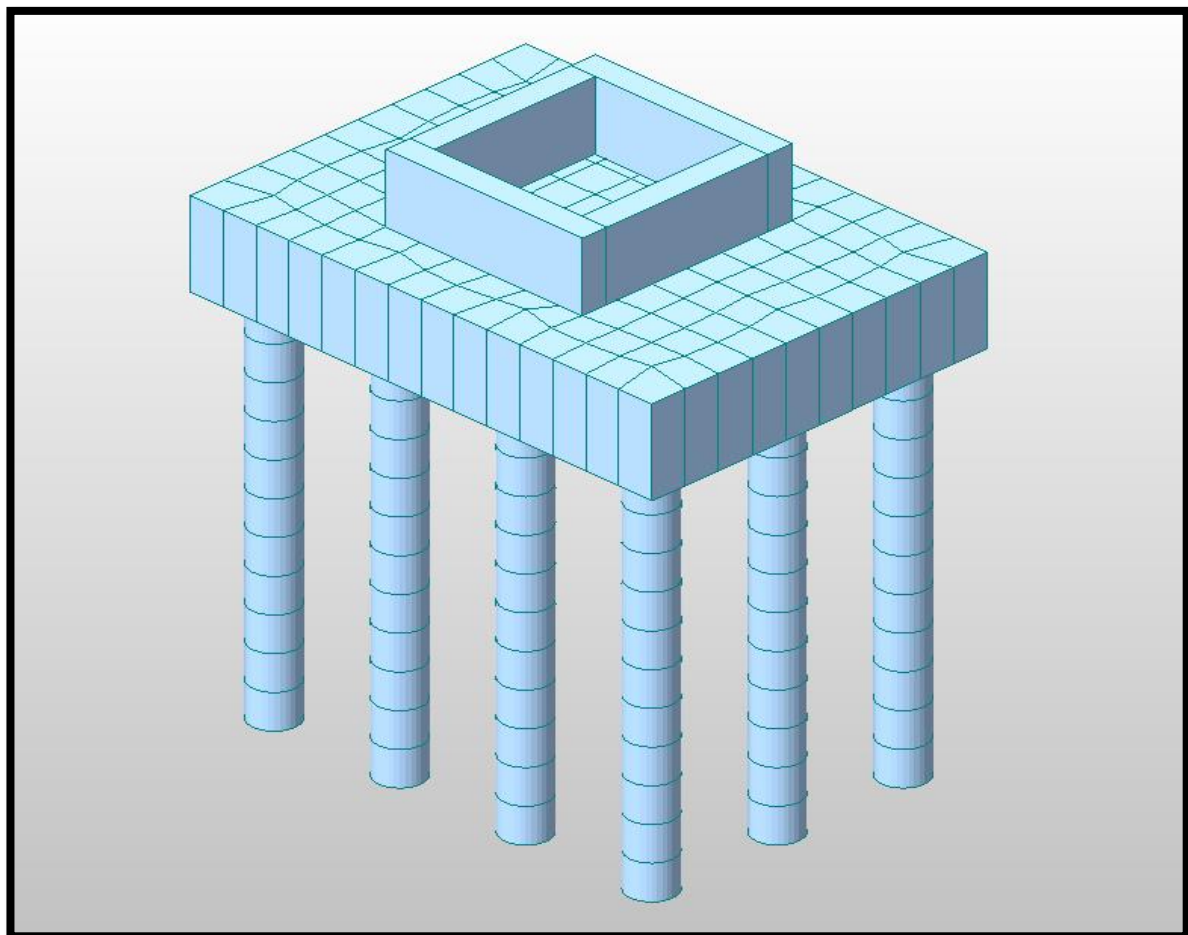
$\phi$  : diamètre de pieux (1,2 m)

- Pour la pile :  $N_B = 3$  et  $N_A = 4$
- Pour la culée :  $N_B = 3$  et  $N_A = 4$

	Sous la pile	Sous la culée
L (m)	3,6	3,6
B(m)	9,6	9,6
$L_A$ (m)	13,2	13,2
$H_t$ (m)	2,5	2,5

Tableau IX. 13: Les dimensions de la semelle .

## IX.4.3 : Ferrailage de la semelle sous la pile :



On va faire ça avec une modélisation sur le logiciel **Midas** .

Figure IX.13 : vue en 3D de la modélisation de la semelle et les pieux sous pile.

On détermine les moments maximaux  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  pour chaque combinaison :

ELU , ELS et ELA .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{xx}$ (KN.m /ml)	$M_{yy}$ (KN.m /ml)
	Inférieure	Inférieure
ELU	<b>937,79</b>	<b>1949,49</b>
ELS	<b>3751,51</b>	<b>7072,66</b>
ELA	<b>805,44</b>	<b>1536,15</b>

**Tableau IX. 14: Les moments  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  .**

D'après logiciel de ‘‘ **ROBOT EXPERT 2010** ‘‘ on trouve :

❖ **Pour  $M_{xx}$  :**

- ♦ Partie inférieure de la semelle :

$$As_{xxinf} = 77,9 \text{ cm}^2 . \text{ on opte pour } 2 \times 8\text{HA}25/\text{ml} \text{ (AS} = 78,54 \text{ cm}^2 \text{ ) ,}$$

avec  $e = 10 \text{ cm}$ .

- ♦ Partie supérieure de la semelle :

$$As_{xxsup} = \frac{As_{xxinf}}{3} = \frac{78,54}{3} = 26,18 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 8\text{HA}25/\text{ml} \text{ (AS} = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ ) ,}$$

avec  $e = 10 \text{ cm}$

❖ **Pour  $M_{yy}$  :**

- ♦ Partie inférieure de la semelle :

$$As_{yyinf} = 151,5 \text{ cm}^2 . \text{ on opte pour } 2 \times 10\text{HA}32/\text{ml} \text{ (AS} = 160,85 \text{ cm}^2 \text{ ) , avec } e = 10 \text{ cm} .$$

- ♦ Partie supérieure de la semelle :

$$As_{yysup} = \frac{As_{yyinf}}{3} = \frac{160,85}{3} = 53,61 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 10\text{HA}30/\text{ml} \text{ (AS} = 80,42 \text{ cm}^2 \text{ ) ,}$$

avec  $e = 10 \text{ cm}$

- ♦ **Armatures latérales** : Soit : **HA20**, avec un espacement de **20 cm**.

## IX.5. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre se concentre sur le dimensionnement et la stabilité de la pile et de la culée, tout en vérifiant le ferrailage de leurs éléments, afin d'assurer un fonctionnement adéquat. Ainsi, l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

A decorative orange scroll border frames the text. The border consists of a horizontal line at the top and bottom, and a vertical line on the left side. The top-left and top-right corners are rounded with a scroll-like flourish. The left side of the border is a vertical scroll that curves inward at the top and bottom.

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis d'appliquer les concepts fondamentaux acquis au cours de notre formation à l'**École Nationale Supérieure des Travaux Publics** à un cas concret, qui a consisté en l'étude d'un projet de pont ferroviaire sous forme de caisson construit par encorbellements successifs à travers ses différentes phases.

Ce projet a également été l'occasion de mettre en application et d'exercer notre maîtrise des normes régissant la conception et le calcul des structures, y compris les Eurocodes, le **BPEL**, le **BAEL**, ainsi que les documents **SETRA**, sans oublier de respecter les spécifications du code parasismique algérien **RPOA 2008**.

A travers ce projet, Nous avons pu découvrir et utiliser différents logiciels tels que **Autocade**, **Robot Autodesk Structural Analysis**, **MIDAS civil** ainsi que les moyens de **Microsoft office**.

Ce travail nous a permis d'acquérir une expérience, même limitée, sur les ponts ferroviaires, en particulier ceux construits sous forme de caisson par encorbellements successifs, ainsi que de comprendre le rôle de l'ingénieur dans la recherche de solutions optimales et appropriées lorsqu'il est confronté à des problèmes.

L'achèvement réussi de l'ouvrage, en accord avec les normes établies par l'étude théorique et en tenant compte de chaque détail et de la précision nécessaire, est crucial pour assurer son comportement optimal. De ce fait, une supervision minutieuse et rigoureuse s'avère indispensable tout au long du processus de construction.

Enfin, N'oublions pas l'importance de l'entretien continu du pont, qui constitue un critère déterminant pour prolonger la durée de vie de l'ouvrage.



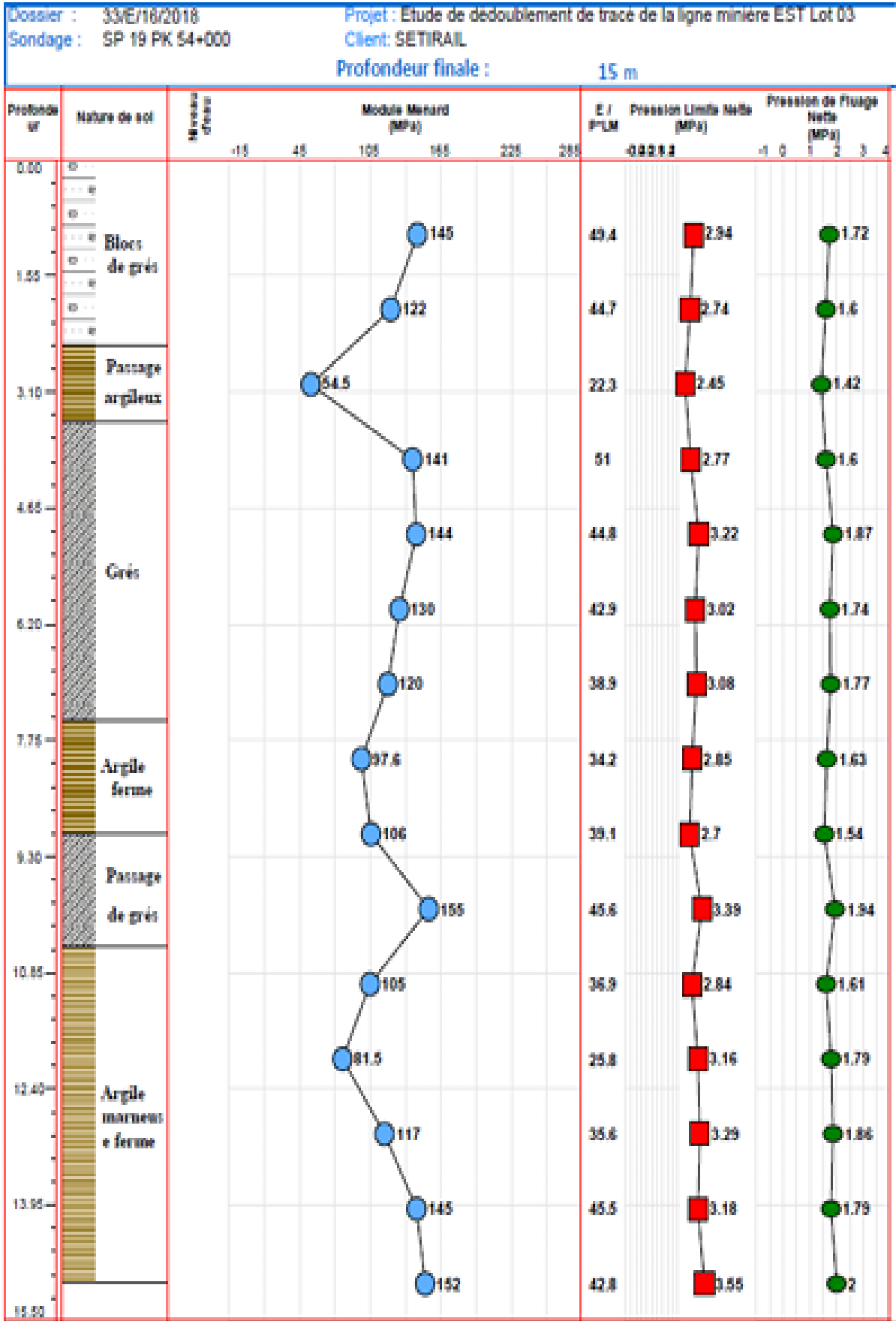
# **BIBLIOGRAPHIE**


**BIBLIOGRAPHIE**

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [4] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [5] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [6] CODE UIC 776-1, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails, Août 2006.
- [7] LIVRET 2.01, règles de conception et de calcul des ouvrages, en béton, en métal, ou mixte, édition février 1995.
- [8] FASCICULE N° 62 - Titre V, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, 20 DÉCEMBRE 1993.
- [9] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [10] Robert CHAUSSIN, Béton précontraint, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art.
- [11] LA PRÉCONTRAINTÉ FREYSSINET, Freyssinet est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE) n° ETA 06/0226.
- [12] NF EN 1991-2 (mars 2004) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic (Indice de classement : P06-120-1).
- [13] NF EN 1991-1-5 (mai 2004) Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-5 : actions générales – Actions thermiques (Indice de classement : P06-115-1).
- [14] Dr. N ZOURGUI, Cours de génie parasismique, 2023.
- [15] Dr. BELAOURA M, Cours béton précontrainte et cours béton arme, 2023
- [16] PFE CHAMI Saïd, CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V18 DU PK 32+700 AU PK 33+500 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU, 2019 /2020.
- [17] PFE FOUHAL Khaled ZITOUNI Abderrahmane, CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC reliant RN°25 et CW128 dans la wilaya de Tizi Ouzou AU PK 2+138.6, 2021 /2022.
- [18] PFE Présenté par : BENMOSTEFA Mohamed Akram Abdelberi, CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DE TEBESSA A ANNABA DU PK114+925 AU PK115+300, 2019/2020.
- [19] R. Walther et B. Houriet abaques pour le dimensionnement des sectionnements des sections en béton arme, sections creuses.



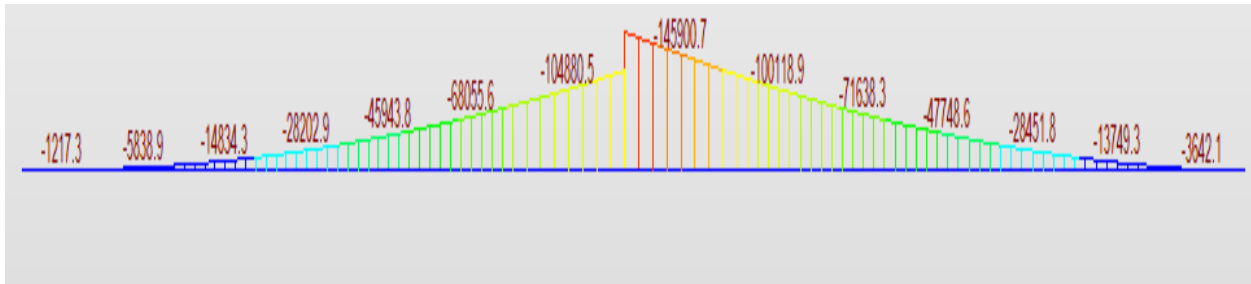
**ANNEXE A**  
**Résultats des Essais Géotechniques**



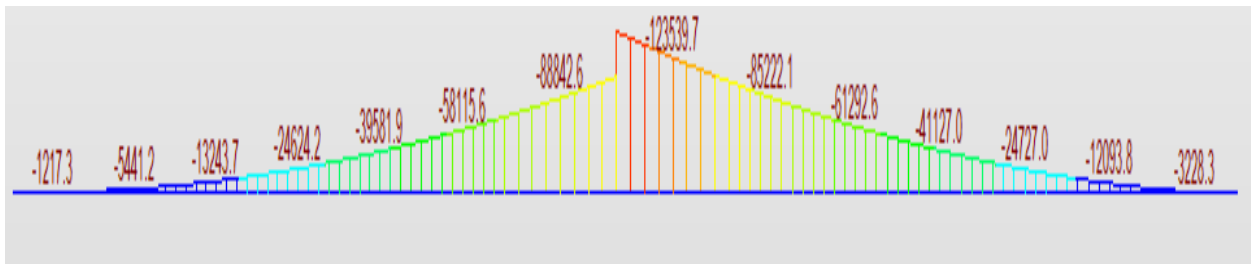


**ANNEXE B**  
**Diagrammes des Efforts Internes**

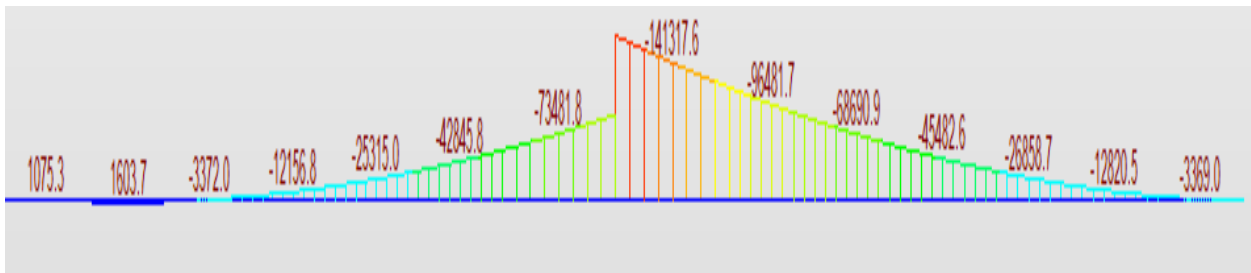
➤ **Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction :**



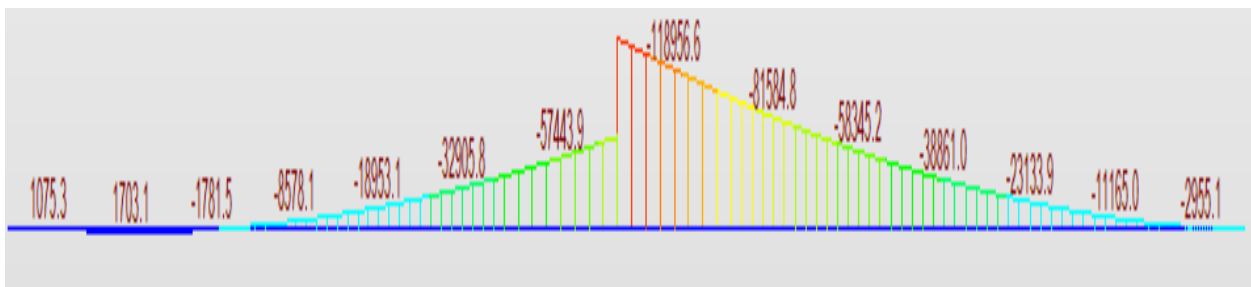
**Figure B1: Diagramme des moments sous l'effet de la combinaison (A1).**



**Figure B2: Diagramme des moments sous l'effet de la combinaison (A2).**



**Figure B3: Diagramme des moments sous l'effet de la combinaison (B1).**

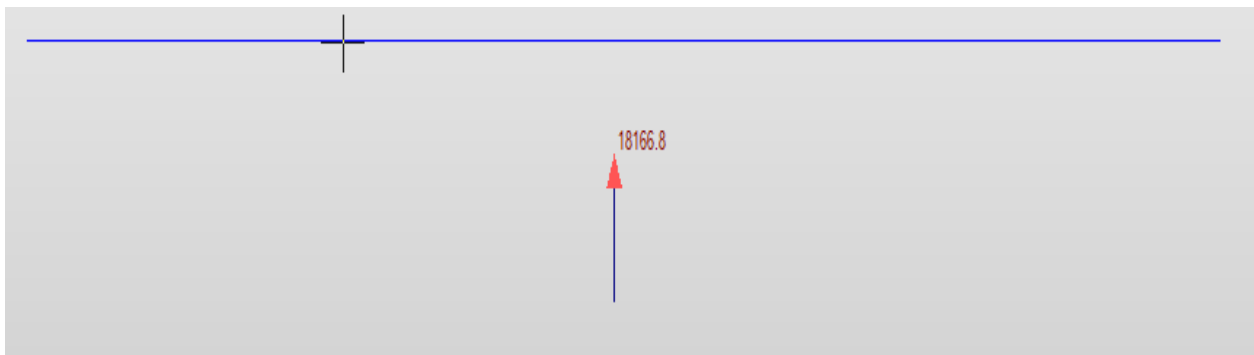


**Figure B4: Diagramme des moments sous l'effet de la combinaison (B2).**

➤ **Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction pour clouage :**



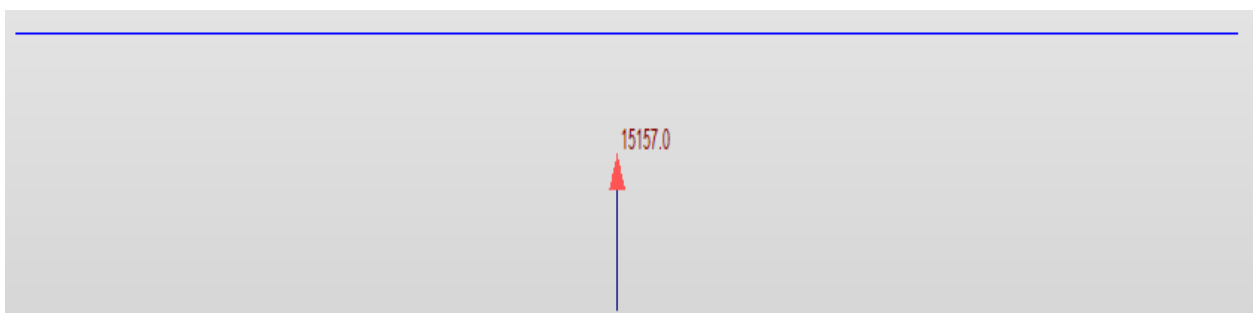
**Figure B5: Diagramme du moment résultant sous l'effet de la combinaison (A1).**



**Figure B6: Diagramme de l'effort tranchant résultant sous l'effet de la combinaison (A1).**



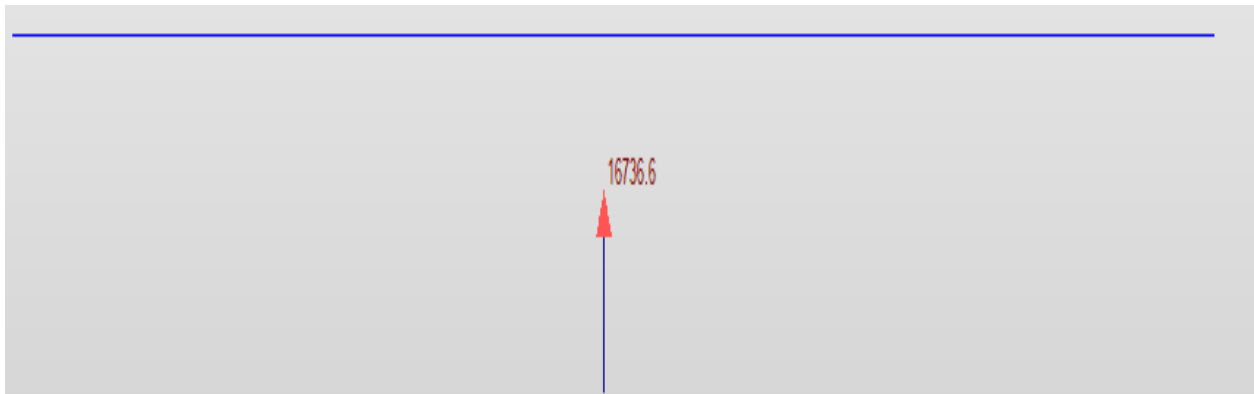
**Figure B7: Diagramme de moment résultant sous l'effet de la combinaison (A2).**



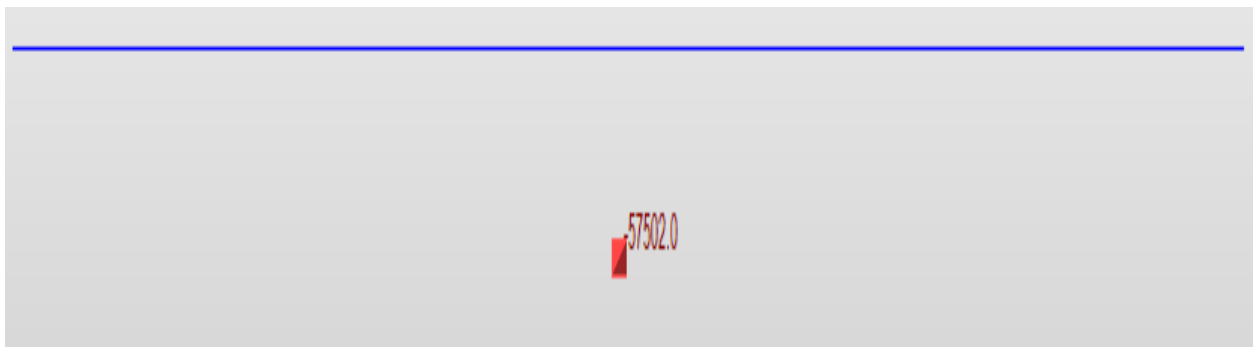
**Figure B8: Diagramme de l'effort tranchant résultant sous l'effet de la combinaison (A2).**



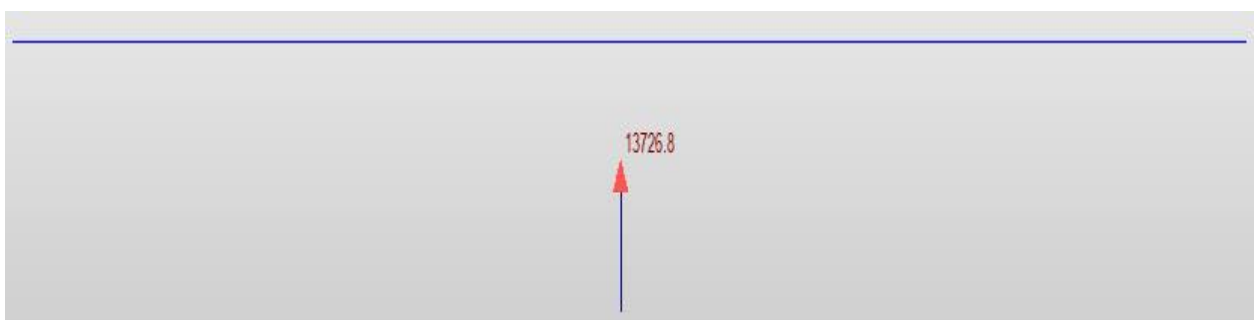
**Figure B9: Diagramme du moment résultant sous l'effet de la combinaison (B1).**



**Figure B10: Diagramme de l'effort tranchant résultant sous l'effet de la combinaison (B1).**



**Figure B11: Diagramme du moment résultant sous l'effet de la combinaison (B2).**



**Figure B12: Diagrammes de l'effort tranchant résultant sous l'effet de la combinaison (B2).**

➤ Diagrammes transversaux : des efforts internes

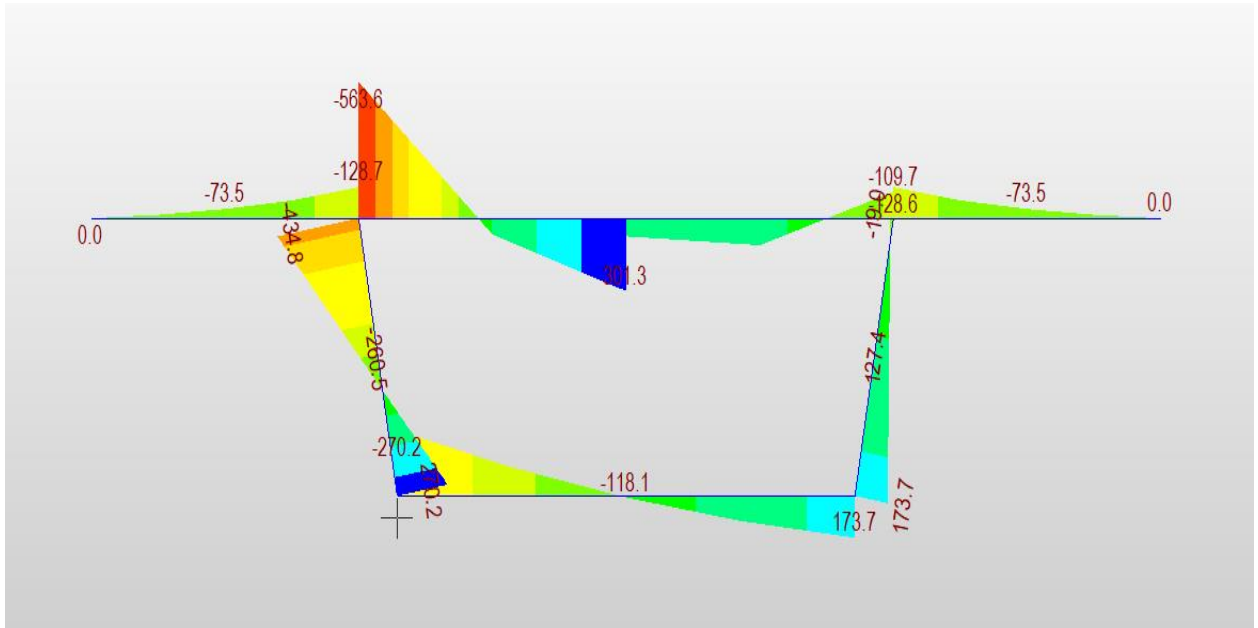


Figure B13: Diagramme des moments à l'ELU

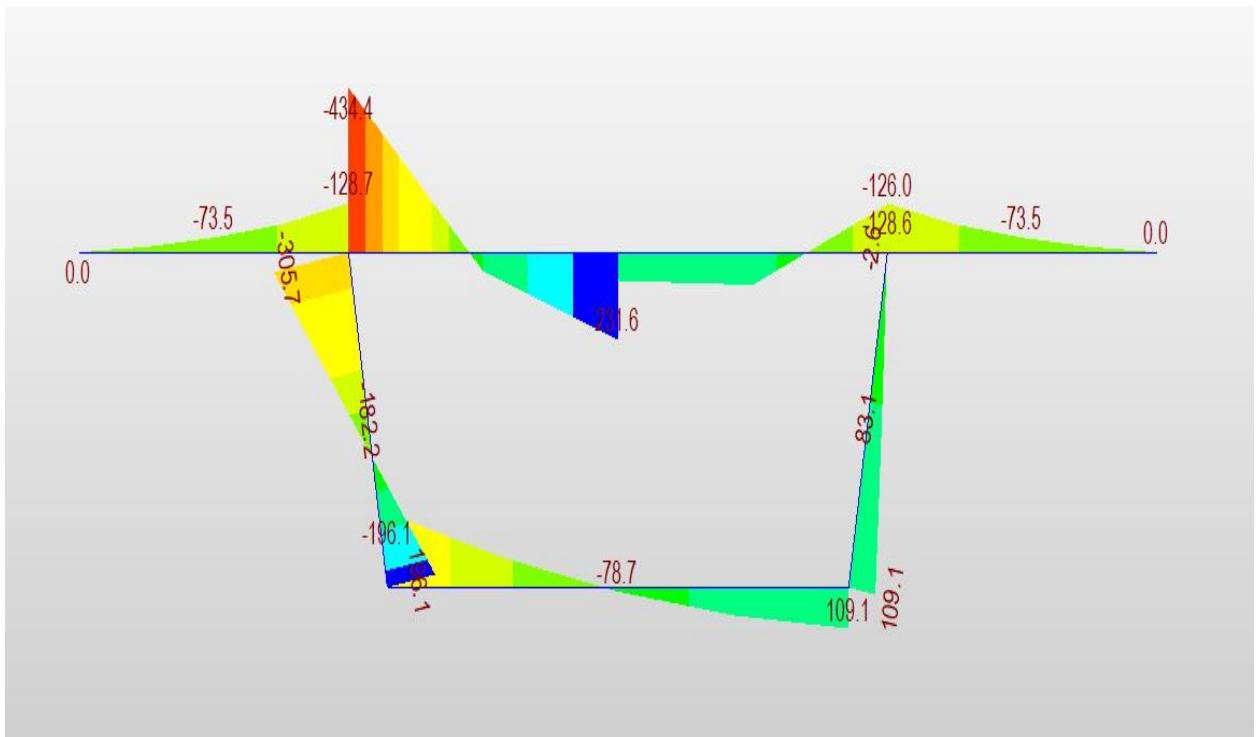


Figure B14: Diagramme des moments à l'ELS

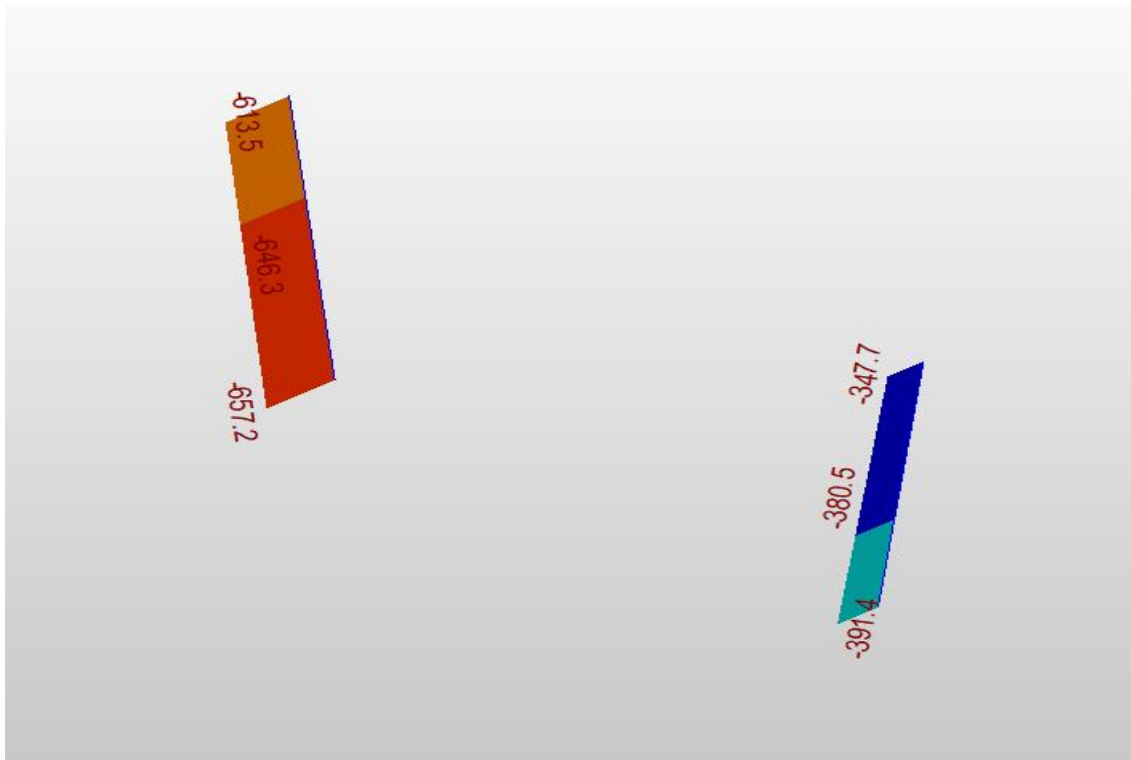


Figure B15: Diagramme des efforts normales sur les âmes à l'ELU

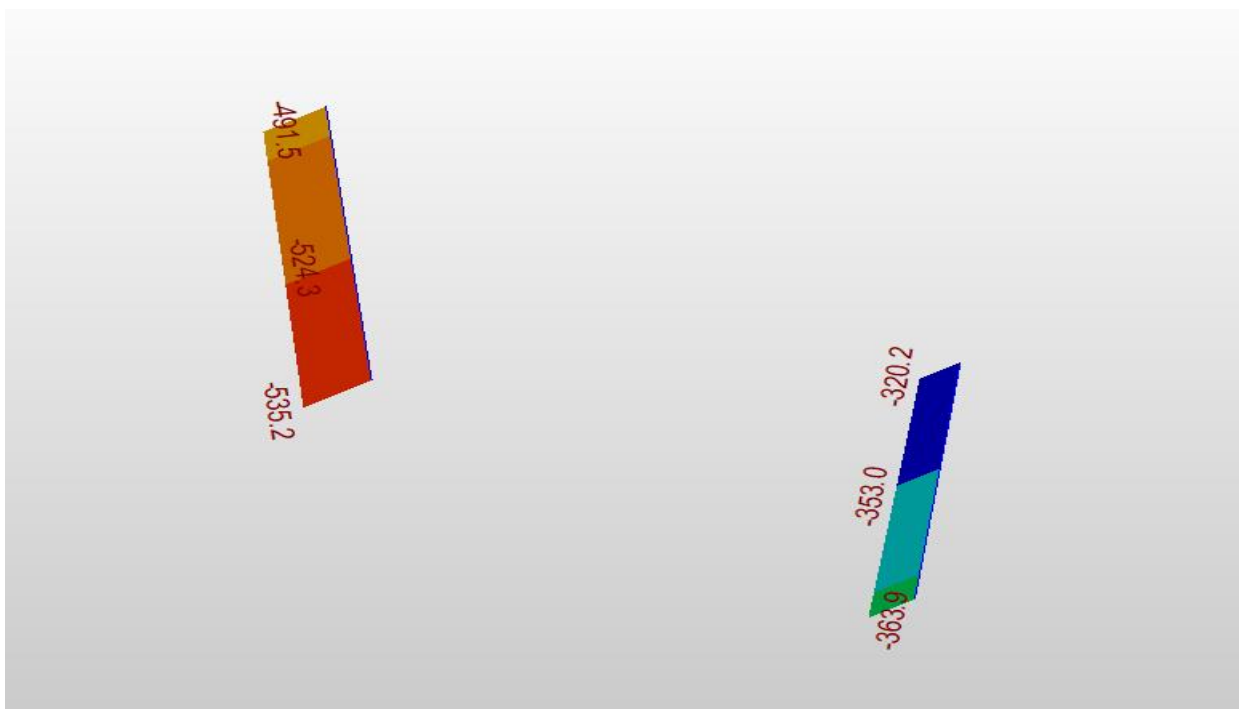


Figure B16: Diagramme des efforts normales sur les âmes à l'ELS



**ANNEXE C**  
**Tableaux De Calcul**

Tableau C.1 : Pertes par frottements

X (m)	Cable	L (m)	$\alpha$ (rad)	$\beta$ (rad)	$\theta$ (rad)	$\theta_d$ (rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
5	C0	5	0	0	0	0	21.1	0						
5	C0	5	0	0	0	0	21.1	0						
8.7	C1	3.7	0.16	0	0.16	0.16	79.9	59.73	0					
8.7	C1	3.7	0.16	0	0.16	0.16	79.9	59.73	0					
12.4	C2	3.7	0.16	0.134	0.294	0.21	130	110.3	72.5	0				
12.4	C2	3.7	0.16	0.134	0.294	0.21	130	110.3	72.5	0				
16.1	C3	3.7	0.16	0.134	0.342	0.21	156	136.9	123	72.5	0			
19.8	C4	3.7	0.16	0.134	0.342	0.21	170	151	137	123	72.5	0		
23.5	C5	3.7	0.16	0.2	0.407	0.25	200	181.3	167	154	139	84.85	0	
27.2	C6	3.7	0.16	0.2	0.407	0.25	213	194.9	181	167	154	139.4	84.85	0
Pertes par frottements moyennes						MPA	<b>120</b>	<b>100.4</b>	<b>94.2</b>	<b>86</b>	<b>91.4</b>	<b>74.76</b>	<b>42.42</b>	<b>0</b>
$\Delta\sigma_{\phi}$ moy						%	<b>8.47</b>	<b>7.09</b>	<b>6.65</b>	<b>6.07</b>	<b>6.45</b>	<b>5.28</b>	<b>2.996</b>	<b>0</b>

$\theta_d$  : variation d'angle au dernier voussoir de chaque câble.

$\theta$  : variation d'angle de chaque câble à l'avant dernier voussoir.

L : Longueur de déviation pour une seule pente (la longueur du dernier voussoir).

Tableau C.2 : Pertes par recul d'ancrage.

X (m)	Cable	L (m)	Alpha (rad)	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
5	C0	5	0	0.003	6.688	16.8	59.2						
5	C0	5	0	0.003	6.688	16.8	59.2						
8.7	C1	3.7	0.16	0.0116	2.83	0	0	110					
8.7	C1	3.7	0.16	0.0116	2.83	0	0	110					
12.4	C2	3.7	0.308	0.0196	2.449	0	0	0	120				
12.4	C2	3.7	0.308	0.0196	2.449	0	0	0	120				
16.1	C3	3.7	0.294	0.0189	2.809	0	0	0	0	121			
19.8	C4	3.7	0.294	0.0189	2.809	0	0	0	0	0	121		
23.5	C5	3.7	0.36	0.0225	2.3	0	0	0	0	0	0	128.4	
27.2	C6	3.7	0.36	0.0225	2.3	0	0	0	0	0	0	0	128.4
Pertes par frottements moyennes					MPA	<b>3.35</b>	<b>11.8</b>	<b>27.49</b>	<b>39.9</b>	<b>30.2</b>	<b>40.3</b>	<b>64.19</b>	<b>128.4</b>
$\Delta\sigma_g$ moy					%	<b>0.24</b>	<b>0.84</b>	<b>1.942</b>	<b>2.82</b>	<b>2.14</b>	<b>2.85</b>	<b>4.533</b>	<b>9.067</b>

C0 : cas de câbles rectilignes courts avec grands glissements (d > longueur du câble).

**C1, C2, C3, C4, C5, C6** : cas de câbles qui présentent un recul d'ancrage sur deux pentes

( $d <$  longueur du dernier voussoir).

**Tableau C.3 : Pertes par non-simultanités de mise en tension des câbles.**

Position	N cable	v (m)	$d_{moy}$ (m)	$e_{moy}$ (m)	I ( $m^4$ )	S ( $m^2$ )	M (KN.m)	P (MN)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)	$\sigma_{bi}$ (%)	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$ (%)
Axe VSP	20	1.34	0.21	1.13	19.78	11.9	146	73.58	<b>6.15</b>	<b>0.43</b>	2.62	8.709992
Fin VSP	20	1.34	0.21	1.13	19.78	11.9	100	74.21	<b>12.5</b>	<b>0.88</b>	5.33	7.926743
Fin V1	16	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	72	58.94	<b>11.4</b>	<b>0.81</b>	4.88	8.590974
Fin V2	12	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	48	44.06	<b>9.37</b>	<b>0.66</b>	4	8.889984
Fin V3	8	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	28	29.47	<b>6.76</b>	<b>0.48</b>	2.88	8.58956
Fin V4	6	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	14	22.21	<b>6.18</b>	<b>0.44</b>	2.64	8.128144
Fin V5	4	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	0	14.91	<b>5.4</b>	<b>0.38</b>	2.3	7.529337
Fin V6	2	1.34	0.15	1.19	19.78	11.9	0	7.329	<b>2.68</b>	<b>0.19</b>	1.14	9.066665

**Tableau C.4 : Pertes totales instantanées.**

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
Pertes totales instantanées	<b>9.144069</b>	<b>8.809363</b>	<b>9.399182</b>	<b>9.551981</b>	<b>9.067016</b>	<b>8.564771</b>	<b>7.910543</b>	<b>9.255862</b>

**Tableau C. 5 : Pertes per retrait de béton.**

Zone climatique	$\epsilon_r$	$E_p$	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
<b>A</b>	0.0002	190.000	<b>38</b>	<b>2.68</b>

**Tableau C. 6 : Pertes par fluage.**

Position	N cable	v (m)	$d_{moy}$ (m)	$e_{moy}$ (m)	I ( $m^4$ )	S ( $m^2$ )	M (KN.m)	P (MN)	$\sigma_{bi}$ (%)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Axe VSP	20	1.34	0.21	1.13	19.784	11.856	146	73.58	2.622	<b>30.729</b>	<b>2.17</b>
Fin VSP	20	1.34	0.21	1.13	19.784	11.856	100	74.89	5.432	<b>63.659</b>	<b>4.5</b>
Fin V1	16	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	72	60.19	5.077	<b>59.502</b>	<b>4.2</b>
Fin V2	12	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	48	44.2	4.02	<b>47.115</b>	<b>3.33</b>
Fin 3	8	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	28	29.61	2.905	<b>34.051</b>	<b>2.4</b>
Fin V4	6	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	14	22.45	2.674	<b>31.339</b>	<b>2.21</b>
Fin V5	4	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	0	15.14	2.339	<b>27.416</b>	<b>1.94</b>
Fin V6	2	1.34	0.15	1.19	19.784	11.856	0	7.329	1.143	<b>13.394</b>	<b>0.95</b>

**Tableau C.7 : Pertes par relaxation.**

Position	N cable	$\sigma_i$ (MPa)	$\mu$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
Axe VSP	20	1286.52	0.726847	0.43	<b>57.285</b>	<b>4.0456</b>
Fin VSP	20	1291.259	0.729525	0.43	<b>58.015</b>	<b>4.0971</b>
Fin V1	16	1282.908	0.724807	0.43	<b>56.731</b>	<b>4.0065</b>
Fin V2	12	1280.744	0.723584	0.43	<b>56.401</b>	<b>3.9831</b>
Fin 3	8	1287.611	0.727464	0.43	<b>57.453</b>	<b>4.0574</b>
Fin V4	6	1294.723	0.731482	0.43	<b>58.55</b>	<b>4.1349</b>
Fin V5	4	1303.987	0.736716	0.43	<b>59.993</b>	<b>4.2368</b>
Fin V6	2	1284.937	0.725953	0.43	<b>57.042</b>	<b>4.0284</b>

**Tableau C.8 : Pertes totales différées.**

<b>PERTES DIFFEREES</b>	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
(%)	<b>8.225041508</b>	<b>10.59355</b>	<b>10.22447</b>	<b>9.330176</b>	<b>8.469475</b>	<b>8.342604</b>	<b>8.150433</b>	<b>6.986493</b>

**Tableau C.9 : Pertes Totales.**

Section	$\Delta\sigma_\phi$ (%)	$\Delta\sigma_g$ (%)	$\Delta\sigma_e$ (%)	$\Delta\sigma_i$ (%)	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$ (%)	$\Delta\sigma_d$ (%)	$\Delta\sigma_{tot}$ (%)
Axe VSP	8.47327	0.236723	0.43408	9.14407	2.68362	2.170132	4.04555	8.22504151	17.3691101
FIN VSP	7.09002	0.836723	0.88262	8.80936	2.68362	4.4957	4.09708	10.593551	19.402914
FIN V01	6.64946	1.941514	0.80821	9.39918	2.68362	4.202137	4.00646	10.2244666	<b>19.6236483</b>
FIN V02	6.07497	2.815012	0.662	9.55198	2.68362	3.327297	3.98312	9.33017568	18.88215649
FIN V03	6.45336	2.136196	0.47746	9.06702	2.68362	2.4047	4.05739	8.46947545	17.53649101
FIN V04	5.27988	2.848261	0.43663	8.56477	2.68362	2.21323	4.13491	8.34260352	16.90737461
FIN V05	2.996	4.533332	0.38121	7.91054	2.68362	1.936157	4.23679	8.15043296	16.06097571
FIN V06	0	9.066665	0.1892	9.25586	2.68362	0.945876	4.0284	6.98649275	16.24235457

**Tableau C.10 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.**

Section	v (m)	v' (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$n_f$	$n_c$	$P_f$ (KN)	$P_c$ (KN)	$e_f$ (m)	$e_c$ (m)	M (KN.m)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)
debut VC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	0	0	0	1.19	2.01	0	0	0
3.2	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	4	0	6240.848	1.19	2.01	9146.7	0.296	0.897
a 6.4	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	11968.06	1.19	2.01	17697.17	0.579	1.704
Fin VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	15422.62	1.19	2.01	23211.18	0.773	2.151
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	8	0	18624.28	1.19	2.01	25240.68	0.745	2.902
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	8	6487.63	21017.16	1.19	2.01	25416.86	1.703	3.314
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	20583.04	1.19	2.01	21533.41	2.533	3.311

Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	6	19462.9	17163.69	1.19	2.01	13590.84	3.242	2.843
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	12970	1.19	2.01	1590.01	3.716	2.584
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6846.856	1.19	2.01	-14467.9	5.086	1.886
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-34581.6	6.219	1.41
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-68477.1	6.063	4.519
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-43123.3	5.64	2.343
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	-18430	5.165	0.281
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	2206.39	4.02	0.982
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	18784.23	3.643	1.987
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	31302.3	3.149	2.509
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	39759.71	2.535	2.565
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	44155.73	1.793	2.202
Vc P1	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96		2.01	44485.56	1.757	2.509
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	44815.4	1.721	2.816
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	42296.26	2.574	3.069
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	35716.17	3.297	2.912
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	25075.87	3.902	2.28
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	10376.42	4.277	1.825
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	-8380.73	5.512	1.138
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-31195.2	6.448	1.04
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-82632.6	5.104	6.065
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-44097.1	5.574	2.449
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	-20347.5	5.035	0.491
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	-654.56	3.826	1.294
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	14980.14	3.385	2.402
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	26555.45	2.828	3.027
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	34070.54	2.15	3.186
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	37525.04	1.344	2.926
Vc P2	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96	1.19	2.01	37524.03	1.286	3.269
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	37523.03	1.227	3.612
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	34063.23	2.016	3.968
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	26543.22	2.676	3.914
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	14963.82	3.217	3.384
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	-673.81	3.529	3.032
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	-20368.2	4.701	2.447
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-44118	5.573	2.451
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-82933.4	5.084	6.098
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-43123.3	5.64	2.343
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	-18430	5.165	0.281
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	2206.39	4.02	0.982
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	18784.23	3.643	1.987
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	31302.3	3.149	2.509
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	39759.71	2.535	2.565
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	44155.73	1.793	2.202
Vc P3	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96	1.19	2.01	44485.56	1.757	2.509
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	44815.4	1.721	2.816
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	42296.26	2.574	3.069

Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	35716.17	3.297	2.912
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	25075.87	3.902	2.28
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	10376.42	4.277	1.825
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	-8380.73	5.512	1.138
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-31195.2	6.448	1.04
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-68225	6.08	4.492
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-34598.3	6.218	1.412
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6846.856	1.19	2.01	-14482.2	5.085	1.887
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	12970	1.19	2.01	1576.8	3.716	2.585
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	6	19462.9	17163.69	1.19	2.01	13577.56	3.241	2.845
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	20583.04	1.19	2.01	21519.2	2.532	3.312
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	8	6487.63	21017.16	1.19	2.01	25401.22	1.702	3.316
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	8	0	18624.28	1.19	2.01	25223.73	0.744	2.904
Axe VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	15422.62	1.19	2.01	23193.37	0.772	2.153
242.6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	11968.06	1.19	2.01	17678.45	0.578	1.706
245.8	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	4	0	6240.848	1.19	2.01	9127.62	0.295	0.899
Fin VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	0	0	0	1.19	2.01	0	0	0

Remarque : toute la contrainte est vérifiée.

Tableau C.11 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	v (m)	v' (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	n <sub>f</sub>	n <sub>c</sub>	P <sub>f</sub> (KN)	P <sub>c</sub> (KN)	e <sub>f</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	M (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
debut VC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	0	0	0	1.19	2.01	0	0	0
3.2	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	4	0	6240.848	1.19	2.01	17365.6	0.853	0
a 6.4	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	11968.06	1.19	2.01	33301.96	1.636	0
Fin VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	15422.62	1.19	2.01	42914.53	2.108	0
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	8	0	18624.28	1.19	2.01	51823.39	2.545	0
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	8	6487.63	21017.16	1.19	2.01	58481.73	3.943	-0.296
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	20583.04	1.19	2.01	57273.76	4.953	-0.591
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	6	19462.9	17163.69	1.19	2.01	47759.18	5.556	-0.887
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	12970	1.19	2.01	36089.95	6.053	-1.183
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6846.856	1.19	2.01	19051.86	7.356	-1.774
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-4727.32	8.241	-1.849
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-62946.7	6.438	3.916
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-17111.3	7.402	-0.497
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	6012.65	6.821	<b>-2.387</b>
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	25792.38	5.617	-1.593
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	47872.79	5.613	-1.189
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	61521.27	5.196	-0.791
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	66824.57	4.368	-0.39
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	64239.37	3.154	0.009
Vc P1	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96	1.19	2.01	67029.9	3.284	0.047
Section	v (m)	v' (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	n <sub>f</sub>	n <sub>c</sub>	P <sub>f</sub> (KN)	P <sub>c</sub> (KN)	e <sub>f</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	M (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	69820.42	3.415	0.086
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	71368.31	4.543	-0.105
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	65105.74	5.288	-0.297

Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	50426.64	5.619	-0.488
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	33345.63	5.833	-0.682
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	11926.55	6.888	-1.079
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-13131.9	7.671	-0.932
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-74353.6	5.665	5.161
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-27524	6.697	0.64
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	-1870.51	6.287	-1.527
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	19081.65	5.163	-0.861
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	41613.91	5.189	-0.506
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	55656.33	4.799	-0.15
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	61370.62	3.999	0.206
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	59168.16	2.81	0.563
Vc P2	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96	1.19	2.01	62111.5	2.951	0.584
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	65054.93	3.092	0.606
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	67053.94	4.251	0.366
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	61230.06	5.025	0.126
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	46979.68	5.386	-0.112
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	30353.09	5.63	-0.356
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	9423.7	6.718	-0.805
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-16481.8	7.445	-0.566
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-74042.9	5.686	5.127
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-24605.9	6.894	0.321
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	141.6568	1.19	2.01	394.17	6.44	-1.774
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	7917.391	1.19	2.01	22030.7	5.363	-1.183
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	16210.25	1.19	2.01	45106.18	5.426	-0.887
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	21453.65	1.19	2.01	59696.3	5.072	-0.591
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	23706.01	1.19	2.01	65963.66	4.31	-0.296
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	23115.84	1.19	2.01	64321.46	3.159	0
Vc P3	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	24244.96	1.19	2.01	67463.3	3.314	3E-06
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	10	0	25374.09	1.19	2.01	70605.2	3.468	0
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	10	6487.63	26276.5	1.19	2.01	73116.23	4.661	-0.296
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	24367.74	1.19	2.01	67804.97	5.471	-0.591
Fin 3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	8	19462.9	19436.24	1.19	2.01	54082.71	5.867	-0.887
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	13630.65	1.19	2.01	37928.25	6.143	-1.183
Fin 1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6574.97	1.19	2.01	18295.32	7.319	-1.774
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-5035.16	8.22	-1.816
Axe VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	20	0	64876.3	0	1.19	2.01	-62927.7	6.439	3.914
Fin VSP	1.34	2.16	19.7844	11.86	16	0	51901	0	1.19	2.01	-17094.5	7.403	-0.499
Fin V1	1.34	2.16	19.7844	11.86	12	4	38925.8	6846.856	1.19	2.01	6715.6	6.521	-0.427
Fin V2	1.34	2.16	19.7844	11.86	8	6	25950.5	12970	1.19	2.01	24071.99	5.239	0.129
Fin V3	1.34	2.16	19.7844	11.86	6	6	19462.9	17163.69	1.19	2.01	41814.77	5.154	-0.238
Fin V4	1.34	2.16	19.7844	11.86	4	8	12975.3	20583.04	1.19	2.01	51317.52	4.55	0.059
Fin V5	1.34	2.16	19.7844	11.86	2	8	6487.63	21017.16	1.19	2.01	52640.25	3.547	0.342
Fin V6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	8	0	18624.28	1.19	2.01	45979.49	2.15	0.638

Axe VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	15422.62	1.19	2.01	43027.8	2.116	-0.012
242.6	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	6	0	11968.06	1.19	2.01	33443.8	1.645	-0.015
245.8	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	4	0	6240.848	1.19	2.01	17532.39	0.864	-0.018
Fin VSC	1.34	2.16	19.7844	11.86	0	0	0	0	1.19	2.01	0	0	0

**Remarque :** toute la contrainte est vérifiée.

**Tableau C.12 : Période propre selon ELA**

Mode	UX	UY	UZ	RX
Mode No	frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	3.080	0.490259	2.039	0.00E+00
2	3.118	0.496393	2.014	0.00E+00
3	3.236	0.515027	1.941	0.00E+00
4	4.590	0.730596	1.368	0.00E+00
5	9.432	1.501	0.666113	0.00E+00
6	16.183	2.575	0.388247	0.00E+00


**Tableau C.12 : Modes Propres ; MIDAS Civil.**

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	8.98	8.98	64.68	64.68	0	0	0.82	0.82	0.02	0.02	0	0
2	64.45	73.43	8.94	73.62	0	0	0.11	0.93	0.13	0.15	0.38	0.38
3	0.38	73.8	0.06	73.68	0	0	0	0.93	0	0.15	80.42	80.8
4	0.06	73.86	0.41	74.09	0	0	0.01	0.94	0	0.15	0	80.8
5	0	73.86	0	74.09	0	0	0	0.94	0	0.15	0.02	80.82
6	0	73.86	0	74.09	0.39	0.39	0.02	0.96	0	0.15	0	80.82
7	0	73.86	0	74.09	0	0.39	0	0.96	0	0.15	0	80.82
8	0	73.86	0	74.09	0	0.39	5.88	6.83	6.55	6.7	0	80.82
9	0	73.86	0	74.09	23.84	24.23	1.14	7.98	0.01	6.7	0	80.82
10	0	73.86	0	74.09	0	24.23	0	7.98	0	6.7	0	80.82
11	0	73.87	0	74.09	7.96	32.19	38.44	46.42	34.82	41.52	0	80.82
12	0	73.87	0	74.09	23.44	55.63	5.74	52.16	12.64	54.16	0	80.82
13	0.01	73.88	0.08	74.18	0.02	55.65	0	52.16	0	54.16	0	80.82
14	0	73.88	0.01	74.18	0	55.65	0	52.16	0	54.16	0	80.82
15	0.4	74.28	4.56	78.74	0	55.65	0.06	52.22	0	54.16	0.65	81.47
16	0.06	74.34	1.06	79.8	0	55.65	4.39	56.61	4.14	58.3	0.29	81.76
17	0.63	74.97	1.92	81.72	0	55.65	1.45	58.06	2.04	60.34	0.55	82.31
18	0.03	75	0.01	81.73	0.07	55.72	0.36	58.42	0.03	60.38	0	82.31
19	0	75	0	81.73	0	55.72	0	58.42	0	60.38	0	82.32
20	0.03	75.03	0	81.73	0	55.72	0.35	58.77	0.43	60.81	0	82.32
21	4.17	79.2	0.36	82.09	0.53	56.25	0.13	58.9	0.08	60.89	0.05	82.37
22	0.01	79.21	0	82.09	0	56.25	0	58.9	0	60.89	0	82.37

23	2.84	82.04	0.59	82.69	0.72	56.98	0.12	59.02	0.21	61.1	0.03	82.4
24	0.02	82.06	0	82.69	0.01	56.98	0.03	59.05	0.04	61.14	0	82.4
25	0	82.06	0	82.69	0	56.98	0	59.05	0	61.14	0	82.4
26	0.05	82.11	0.02	82.71	0.01	56.99	0.12	59.17	0.01	61.16	0	82.4
27	0	82.11	0	82.71	0.1	57.09	0.1	59.27	0.28	61.43	0	82.4
28	0.13	82.24	0.02	82.72	0.05	57.14	0.17	59.43	0.03	61.46	0	82.41
29	0.93	83.17	2.37	85.09	0	57.14	0.06	59.49	0	61.46	5.01	87.41
30	0	83.17	0.01	85.1	2.03	59.17	4.82	64.31	4.54	66	0.01	87.42
31	0.29	83.46	0.03	85.13	10.19	69.36	0.38	64.68	1.01	67.01	0	87.42
32	0	83.46	0	85.13	0.01	69.37	0	64.68	0	67.01	0	87.42
33	0.07	83.53	3.02	88.15	0	69.37	0.03	64.71	0	67.01	4.78	92.21
34	0	83.54	0.04	88.19	0.02	69.39	0	64.71	0	67.01	0.04	92.24
35	0	83.54	0	88.19	0	69.39	0	64.72	0	67.01	0.01	92.25
36	0.01	83.55	0.02	88.22	0.02	69.41	0.02	64.74	0.03	67.04	0	92.26
37	0.83	84.38	0.24	88.46	0.03	69.45	0.76	65.5	0.22	67.26	0.03	92.29
38	0.3	84.67	0.06	88.52	0.01	69.45	0.27	65.76	0.09	67.35	0.02	92.3
39	0.21	84.88	0.16	88.68	0.18	69.64	1.89	67.65	2.63	69.98	0.02	92.32
40	0.88	85.76	0.32	89	0.56	70.2	0.13	67.78	0.11	70.09	0.05	92.37
41	0	85.76	0	89	0	70.2	0.07	67.85	0.08	70.17	0	92.37
42	0	85.76	0	89	0	70.2	0.02	67.87	0.03	70.2	0	92.37
43	0.29	86.05	0	89	3.28	73.48	2.43	70.3	3.92	74.11	0.01	92.39
44	0.37	86.42	0.14	89.14	2.03	75.51	4.91	75.22	3.79	77.9	0.02	92.41
45	1.49	87.91	0.03	89.17	0.36	75.87	0.01	75.23	0.16	78.06	0.07	92.48
46	0	87.91	0	89.17	0	75.87	0	75.23	0	78.06	0	92.48
47	1.1	89.01	0.06	89.23	4.34	80.21	0.12	75.34	0	78.06	0.04	92.51
48	0.04	89.06	0	89.23	0.01	80.22	1.39	76.74	1.52	79.58	0	92.52
49	0	89.06	0	89.23	0.02	80.25	0	76.74	0	79.59	0	92.52
50	0	89.06	0	89.23	0	80.25	0	76.74	0	79.59	0	92.52
51	0.09	89.15	0.01	89.23	0.22	80.46	0	76.74	0	79.59	0	92.52
52	0	89.15	0	89.23	0	80.46	0	76.74	0	79.59	0	92.52
53	0	89.15	0	89.24	0	80.47	0.01	76.74	0.01	79.6	0	92.52
54	0	89.15	0	89.24	0	80.47	0.08	76.82	0.09	79.68	0	92.52
55	0.02	89.17	0	89.24	0.05	80.52	0.06	76.88	0.02	79.7	0	92.52
56	0	89.17	0	89.24	0	80.52	0	76.88	0	79.7	0	92.52
57	0	89.17	0	89.24	0.02	80.54	0.11	76.99	0.15	79.85	0	92.52
58	0.06	89.23	0.01	89.25	0.75	81.29	0.13	77.12	0	79.85	0	92.52
59	0	89.23	0	89.25	0	81.29	0	77.12	0	79.85	0	92.52
60	0	89.23	0	89.25	0	81.29	0.92	78.04	1.02	80.87	0	92.52
61	0.02	89.25	0	89.25	0.94	82.23	0.01	78.05	0	80.88	0	92.52
62	0.04	89.29	0.01	89.26	1.9	84.13	0	78.05	0	80.88	0	92.53
63	0	89.29	0	89.26	0	84.13	0	78.05	0	80.88	0	92.53
64	0	89.29	0	89.26	0.05	84.18	1.55	79.6	1.64	82.52	0	92.53
65	0	89.29	0	89.26	0	84.18	0	79.6	0	82.52	0	92.53
66	0	89.29	0	89.26	0.02	84.19	0.93	80.53	0.9	83.42	0	92.53
67	0.02	89.31	0	89.26	1.1	85.3	0.46	80.99	0.08	83.5	0	92.53
68	0	89.32	0	89.26	0.11	85.4	1.48	82.47	1.93	85.44	0	92.53
69	0	89.32	0	89.26	0	85.4	0	82.47	0	85.44	0	92.53

70	0	89.32	0	89.26	0.14	85.54	0.07	82.54	0	85.44	0	92.53
71	0	89.32	0	89.26	0.02	85.56	0.83	83.37	0.99	86.43	0	92.53
72	0.01	89.32	0	89.26	0.6	86.16	0.01	83.38	0.01	86.44	0	92.53
73	0	89.32	0	89.26	0	86.16	0	83.38	0	86.44	0	92.53
74	0	89.33	0	89.26	0.1	86.26	0	83.38	0	86.44	0	92.53
75	0	89.33	0	89.26	0	86.26	0	83.38	0	86.44	0	92.53
76	0.02	89.34	0.01	89.27	0.45	86.71	0.37	83.75	0.45	86.9	0	92.53
77	0.03	89.38	0	89.27	0.48	87.19	0.33	84.07	0.31	87.21	0	92.53
78	0	89.38	0	89.27	0	87.19	0	84.07	0	87.21	0	92.53
79	0	89.38	0	89.27	0	87.19	0.06	84.13	0.06	87.27	0	92.53
80	0	89.38	0	89.27	0	87.19	0.02	84.15	0.02	87.29	0	92.53
81	0	89.38	0	89.27	0.01	87.2	0.04	84.19	0.04	87.33	0	92.53
82	0	89.38	0	89.27	0	87.2	0	84.19	0	87.33	0	92.53
83	0	89.38	0	89.27	0.02	87.22	0.06	84.25	0.05	87.38	0	92.53
84	0	89.38	0	89.27	0.24	87.46	0.05	84.3	0.01	87.39	0	92.53
85	0	89.38	0	89.27	0	87.46	0	84.3	0	87.39	0	92.53
86	0	89.38	0	89.27	0.15	87.61	1.55	85.85	1.35	88.74	0	92.53
87	0.01	89.39	0	89.27	0.4	88.02	0.25	86.09	0.55	89.29	0	92.53
88	0	89.39	0	89.27	0.15	88.17	0	86.09	0	89.29	0	92.53
89	0	89.39	0	89.27	0	88.17	0	86.09	0	89.29	0	92.53
90	0	89.4	0	89.27	0.09	88.26	0.47	86.56	0.45	89.74	0	92.53
91	0.01	89.41	0	89.28	0.55	88.8	0.22	86.78	0.38	90.12	0	92.53
92	0	89.41	0	89.28	0.04	88.85	0.16	86.94	0.21	90.34	0	92.53
93	0	89.41	0	89.28	0	88.85	0	86.94	0	90.34	0	92.53
94	0	89.41	0	89.28	0	88.85	0	86.94	0	90.34	0	92.53
95	0	89.41	0	89.28	0.01	88.86	0.02	86.96	0	90.34	0	92.53
96	0	89.41	0	89.28	0	88.86	0.13	87.09	0.15	90.48	0	92.53
97	0	89.41	0	89.28	0	88.86	0	87.09	0	90.48	0	92.53
98	0	89.41	0	89.28	0	88.86	0.04	87.13	0.04	90.52	0	92.53
99	0	89.41	0	89.28	0.03	88.89	0.01	87.14	0	90.52	0	92.53
100	0	89.41	0	89.28	0	88.89	0.02	87.16	0.04	90.56	0	92.53
101	0	89.41	0	89.28	0	88.89	0.03	87.18	0.01	90.57	0	92.53
102	0	89.41	0	89.28	0	88.89	0	87.18	0	90.57	0	92.53
103	0	89.41	0	89.28	0	88.89	0.05	87.24	0.06	90.62	0	92.53
104	0	89.41	0	89.28	0	88.89	0	87.24	0	90.62	0	92.53
105	0	89.42	0	89.28	0.04	88.93	0	87.24	0	90.62	0	92.53
106	0	89.42	0	89.28	0	88.94	0.07	87.31	0.08	90.7	0	92.53
107	0	89.42	0	89.28	0.02	88.96	0	87.31	0.01	90.71	0	92.53
108	0	89.42	0	89.28	0.2	89.16	0.02	87.33	0	90.71	0	92.53
109	0	89.42	0	89.28	0	89.16	0	87.33	0	90.71	0	92.53
110	0	89.42	0	89.28	0	89.16	0.5	87.83	0.56	91.27	0	92.53
111	0	89.42	0	89.28	0	89.16	0	87.83	0	91.27	0	92.53
112	0	89.42	0	89.28	0.06	89.22	0.01	87.84	0	91.27	0	92.53
113	0	89.42	0	89.28	0	89.22	0	87.84	0	91.27	0	92.53
114	0	89.42	0	89.28	0	89.22	0	87.84	0	91.27	0	92.53
115	0	89.42	0	89.28	0	89.23	0.01	87.85	0.01	91.28	0	92.53
116	0	89.42	0	89.28	0	89.23	0	87.85	0	91.28	0	92.53

117	0	89.42	0	89.28	0.02	89.24	0	87.85	0	91.28	0	92.53
118	0	89.42	0	89.28	0	89.24	0	87.85	0	91.28	0	92.53
119	0	89.42	0	89.28	0	89.24	0.01	87.86	0	91.28	0	92.53
120	0	89.42	0	89.28	0	89.25	0	87.86	0	91.28	0	92.53
121	0	89.42	0	89.28	0	89.25	0.01	87.87	0.01	91.29	0	92.53
122	0	89.42	0	89.28	0	89.25	0	87.87	0	91.29	0	92.53
123	0	89.42	0	89.28	0	89.25	0	87.87	0	91.29	0	92.53
124	0	89.42	0	89.28	0.02	89.27	0	87.87	0	91.29	0	92.53
125	0	89.42	0	89.28	0	89.27	0	87.87	0	91.29	0	92.53
126	0	89.42	0	89.28	0	89.27	0	87.87	0	91.29	0	92.53
127	0	89.42	0	89.28	0	89.27	0	87.87	0	91.29	0	92.53
128	0	89.42	0	89.28	0	89.27	0.01	87.88	0.01	91.3	0	92.53
129	0	89.42	0	89.28	0.01	89.29	0	87.88	0	91.3	0	92.53
130	0	89.42	0	89.28	0	89.29	0.03	87.91	0.03	91.33	0	92.53
131	0	89.42	0	89.28	0	89.29	0	87.91	0	91.33	0	92.53
132	0	89.42	0	89.28	0.09	89.37	0.15	88.06	0.14	91.48	0	92.53
133	0	89.42	0	89.28	0	89.38	0.01	88.07	0	91.48	0	92.53
134	0	89.43	0	89.28	0.05	89.43	0.03	88.1	0.02	91.5	0	92.53
135	0	89.43	0	89.28	0	89.43	0	88.1	0	91.5	0	92.53
136	0	89.43	0	89.28	0.12	89.55	0.08	88.18	0.12	91.62	0	92.53
137	0.27	89.7	3.23	92.51	0	89.55	1.88	90.05	0.02	91.65	0.58	93.11
138	0	89.7	0	92.51	0.01	89.57	0.03	90.08	0.03	91.68	0	93.11
139	0	89.7	0	92.51	0	89.57	0.01	90.09	0.01	91.69	0	93.11
140	0	89.7	0	92.51	0.08	89.65	0.04	90.13	0.06	91.74	0	93.11
141	0	89.7	0	92.51	0	89.65	0.19	90.31	0.2	91.94	0	93.11
142	0	89.7	0	92.51	0	89.65	0.01	90.32	0.01	91.95	0	93.11
143	0	89.7	0	92.51	0	89.65	0	90.32	0	91.95	0	93.11
144	0.53	90.23	2.63	95.14	0	89.65	1.33	91.65	0.04	91.99	0.55	93.66



**ANNEXE D**  
**Ferrailage**

## Calcul de Section en Flexion Composée

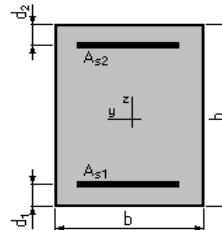
### Nappe externe de l'âme ( calcul de la section A1)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91



#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-613,50	-434,80
2.	ELS	-491,50	-305,70

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 37,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_s \text{ min} = 7,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,81$  (%)

minimum  $r_{\text{min}} = 0,16$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>O</sup> 1: Type ELU N = -613,50 (kN) M = -434,80 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,24      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 44,5$  (cm)

Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (%)

Déformation du béton:  $e_b = 0,91$  (%)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELS N = -491,50 (kN) M = -305,70 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 13,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 41,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 7,3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $s_s \text{ lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée

### Nappe externe de l'âme ( calcul de la section A2)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

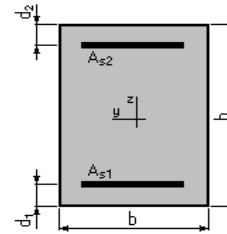
#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-646,30	-332,90
2.	ELS	-524,30	-305,70

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique       $A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique       $A_{s2} = 37,7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum       $A_{s \text{ min}} = 7,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique       $r = 0,82$  (%)

minimum       $r_{\text{min}} = 0,16$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>O</sup> 1: Type ELU N = -646,30 (kN) M = -332,90 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:      1,51      Pivot: A

Position de l'axe neutre:       $y = 3,0$  (cm)

Bras de levier:       $Z = 44,8$  (cm)

Déformation de l'acier:       $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:       $\epsilon_b = 0,69$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:       $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELS N = -524,30 (kN) M = -305,70 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:      1,00

Position de l'axe neutre:       $y = 13,2$  (cm)

Bras de levier:       $Z = 41,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:       $s_b = 7,1$  (MPa)

Contrainte limite:       $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:       $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:       $s_{s \text{ lim}} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée Nappe externe de l'âme ( calcul de la section A3)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

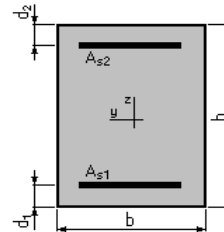
$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M	(kN*m)
1.	ELU	-657,20	270,20	
2.	ELS	-535,20	196,10	



### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 27,6$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 7,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,60$  (%)

minimum  $r_{\text{min}} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>O</sup> 1: Type ELU N = -657,20 (kN) M = 270,20 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,27      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 45,3$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,37$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELS N = -535,20 (kN) M = 196,10 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 9,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 43,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 4,3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $s_s \text{ lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieure (calcul de la section extérieure)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (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

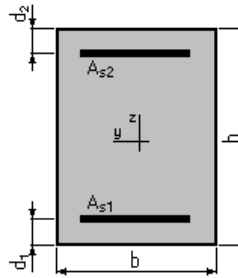
### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 45,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	173,70	0,00
Etat Limite de Service	109,10	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 11,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 6,6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,27$  (%)

minimum  $r_{min} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 173,70$  (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,10    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 40,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,55$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 109,10$  (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 10,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 37,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 3,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 35,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $s_s \text{ lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieure (calcul de la section intérieure)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte
- Calcul suivant BAEL 91

des dispositions sismiques

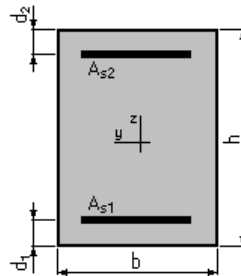
### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 45,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-270,20	0,00
Etat Limite de Service	-196,10	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  $A_{s2} = 20,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,49$  (%)

minimum  $r_{\min} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = -270,20$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,29      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,07$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = -196,10$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 13,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 36,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 8,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier  $s_{s \lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure (calcul de la section S1)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (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

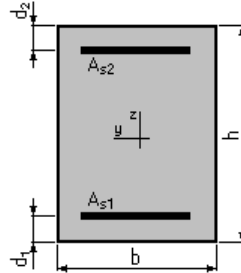
### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 103,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-128,70	0,00
Etat Limite de Service	-128,70	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	$A_{s2} = 14,3$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0,14$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,14$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = -128,70$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	4,73	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 97,9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,29$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$s_s = 434,8$ (MPa)	

#### Cas ELS $M_{max} = -128,70$ (kN\*m) $M_{min} = 0,00$ (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	2,72
Position de l'axe neutre:	$y = 18,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 92,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 0,7$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée:	$s_s' = 9,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$s_{s \lim} = 264,0$ (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure (calcul de la section S2)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (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

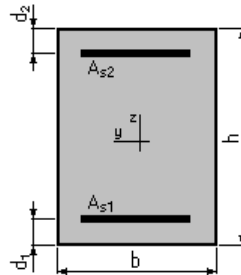
### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-563,60	0,00
Etat Limite de Service	-434,40	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  $A_{s2} = 41,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,90$  (%)

minimum  $r_{\min} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = -563,60$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 8,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 42,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2,13$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = -434,40$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 18,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 11,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier  $s_s \lim = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure (calcul de la section S3)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (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

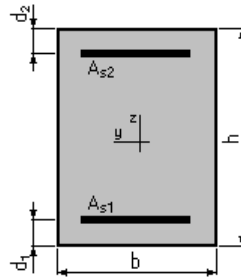
### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	301,30	0,00
Etat Limite de Service	231,60	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 21,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 7,2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,46$  (%)

minimum  $r_{\min} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 301,30$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 44,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,99$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 231,60$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 14,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 41,3$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 7,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $s_s \lim = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Partie inférieure de la semelle (Myy)

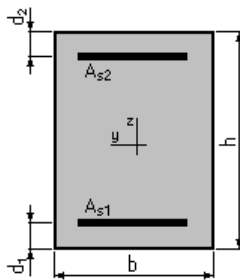
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	1949,49	0,00
Etat Limite de Service	7072,66	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	1536,15	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 151,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 68,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 612,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$r = 0,62$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$r_{\max} = 2,45$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 1949,49$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 7,62 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 48,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 225,6$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 2,46$  (‰)

Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 7072,66$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 85,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 216,6$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $s_b = 7,7$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $s_s = 215,6$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $s_{s \text{ lim}} = 215,6$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 1536,15$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 11,24 Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 42,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 227,9$  (cm)  
 Déformation du béton:  $e_b = 2,11$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 500,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple Partie inf de la semelle (Mxx)

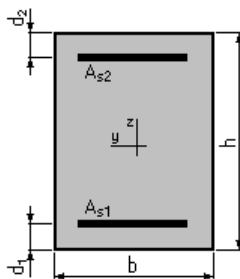
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 250,0$  (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 )	937,79	0,00
Etat Limite de Service	3751,51	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	805,44	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 77,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 68,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 612,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$r = 0,32$ (%)		

minimum

$r_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$

maximum  $r_{\max} = 2,45 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:****Cas ELU**  $M_{\max} = 937,79$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 8,49 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 24,9$  (cm)Bras de levier:  $Z = 235,0$  (cm)Déformation du béton:  $e_b = 1,13$  (‰)Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)**Cas ELS**  $M_{\max} = 3751,51$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 64,9$  (cm)Bras de levier:  $Z = 223,4$  (cm)Contrainte maxi du béton:  $s_b = 5,2$  (MPa)Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 215,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

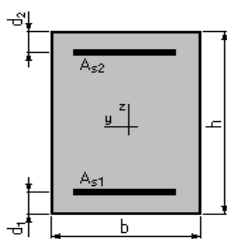
$s_{s \text{ lim}} = 215,6$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 805,44$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 11,43 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 22,0$  (cm)Bras de levier:  $Z = 236,2$  (cm)Déformation du béton:  $e_b = 0,98$  (‰)Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (‰)Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 500,0$  (MPa)**Calcul de Section en Flexion Composée  
(Mur frontal)****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**

$b = 100,0$  (cm)

$h = 270,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1898.67	7866.24
2.	ELS	1249.78	4903.28

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 66.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 66.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 54.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1350.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$r = 0.49 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0.20 \text{ (\%)}$	maximum	$r_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU**      **N = 1898.67 (kN)**    **M = 7866.24 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.34      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 29.6 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier:  $Z = 253.1 \text{ (cm)}$   
 Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$   
 Déformation du béton:  $e_b = 1.26 \text{ (\%)}_0$   
 Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$  comprimée:  $s_s' = 209.4 \text{ (MPa)}$

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELS**      **N = 1249.78 (kN)**    **M = 4903.28 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 75.3 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier:  $Z = 239.9 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton:  $s_b = 5.7 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 215.6 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $s_s' = 79.9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:  $s_{s \text{ lim}} = 215.6 \text{ (MPa)}$

## Calcul de Section en Flexion Simple (Mur de garde grève)

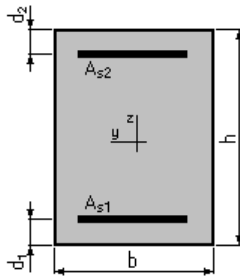
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$**

**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

### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 55.0$  (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	175.34	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17.9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5.4$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0.36$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.11$ (%)		

#### Analyse par Cas:

<b>Cas ELS</b>	$M_{\max} = 175.34$	(kN*m)	$M_{\min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00			
Position de l'axe neutre:	$y = 13.9$ (cm)			
Bras de levier:	$Z = 45.4$ (cm)			
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 5.6$ (MPa)			
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)			
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 215.6$ (MPa)			
Contrainte limite de l'acier	$s_{s\ lim} = 215.6$ (MPa)			

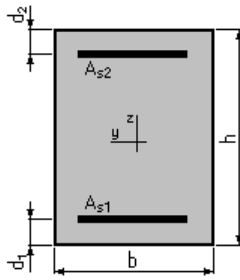
### Calcul de Section en Flexion Simple (Mur en retour Mxx)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 60,0$  (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	530,51	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0,39$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

#### Analyse par Cas:

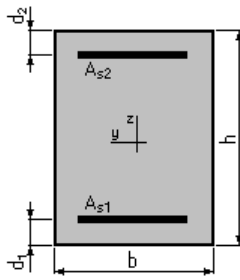
<b>Cas ELS</b>	$M_{\max} = 530,51$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 15,8$ (cm)			
Bras de levier:	$Z = 49,7$ (cm)			
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 13,5$ (MPa)			
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)			
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 500,0$ (MPa)			
Contrainte limite de l'acier	$s_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)			

## Calcul de Section en Flexion Simple (Mur en retour M<sub>yy</sub>)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	274,70	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 10,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
	$r = 0,20 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**  $M_{\max} = 274,70$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 11,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 51,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 9,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue:  $s_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:  $s_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$