

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

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

CONCEPTION ET ÉTUDE DU VIADUC V04 DU  
PK 13+200 AU PK 13+475 SUR  
LE CONTOURNEMENT DE LA VILLE DE  
CHERCHELL, W. TIPAZA

Présenté par :

ABDESSELAMYENE Yahia  
AFIANE Kamel

Encadré par :

Mr.AKCHICHE Mustapha  
Mr.TOUNSI Khaled

Promotion 2023/2024



## REMERCIEMENTS

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude et mes remerciements les plus sincères à **ALLAH** le Tout-Puissant, qui nous a donné la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien cet intéressant travail.

Je souhaite également témoigner ma profonde reconnaissance et ma considération particulière à mon cher encadreur, **Mr.AKCHICHE MUSTAPHA**, pour ses efforts considérables, ses orientations précieuses et sa patience tout au long de cette période.

Mes sincères remerciements vont également à mon co-encadreur, **M. TOUNSI KHALED**, qui m'a enseigné et qui, par sa compétence, m'a grandement aidé à réaliser cette mémoire de fin d'étude.

Je souhaite également adresser des remerciements particuliers à **M. GUERFI MOUSSA**, pour son soutien et ses conseils avisés qui ont grandement contribué à la réussite de ce projet.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif, ainsi qu'aux membres du jury de l'école, pour la richesse et la qualité de leur formation et de leurs examens.

Enfin, je remercie tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ma famille et mes amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'études.

## *Dédicace*

*À ma famille bien-aimée et à mes chers amis,*

*Ce mémoire est le fruit de nombreux efforts, de soutiens indéfectibles et de moments partagés. Votre encouragement et votre soutien sans faille ont été la lumière qui a guidé chaque étape de ce voyage académique. Chaque conseil, chaque mot d'encouragement a été une source d'inspiration qui a rendu possible cette réalisation.*

*À travers ces lignes, je souhaite exprimer ma profonde gratitude*

*À Ma chère mère, Tu es la source de toute ma force et de mon courage. Ton amour inconditionnel, ta sagesse et ta bienveillance ont été mes guides tout au long de ce parcours. Chaque succès que j'ai atteint est le résultat de tes sacrifices et de ton soutien sans faille. Ce mémoire est dédié à toi, pour toutes les fois où tu as cru en moi plus que je ne croyais en moi-même. Merci pour ton amour infini et pour être la meilleure mère qu'on puisse souhaiter.*

*À mon cher Père que dieux te bénisse, merci de m'avoir élevé dans le bon chemin, merci d'avoir donné tant d'effort pour me voir franchir cette étape. Que dieux vous gardent en bon santé.*

*À mes chère frère et sœur la joie de ma vie.*

*À mes chers amis, ISMAIL, AKRAM, ALAA, SIDALI, WAFIA, MAHDI, YOUSSEF et HOUSSEM.*

*Merci de m'avoir donné d'aussi bon moment dans cette période de ma vie.*

*Je n'oublierai jamais non plus ma collègue Ines, pour ta collaboration précieuse et ton soutien tout au long de la période de préparation.*

*À tout ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.*

**KAMEL**

## *Dédicace*

*À tous ceux qui ont rendu ce parcours possible.*

*La réalisation de cette thèse est le fruit d'un long cheminement, parsemé de défis et de moments de doute, mais aussi de joies et de découvertes enrichissantes. Ce travail n'aurait pu voir le jour sans le soutien inconditionnel et les encouragements de nombreuses personnes qui ont cru en moi et m'ont accompagné tout au long de cette aventure.*

*Mes remerciements les plus sincères vont d'abord à mes parents, véritables piliers de ma vie. **Maman**, merci pour ton amour sans bornes, tes précieux conseils et ton écoute attentive qui m'ont permis de surmonter les obstacles. **Papa**, merci pour ta confiance inébranlable, tes paroles réconfortantes et pour avoir toujours été là dans les moments difficiles.*

*À mes sœurs, merci de m'avoir soutenu et d'avoir été une source de motivation constante. Votre présence et votre affection m'ont donné la force d'aller de l'avant.*

*À mes chers amis, **KAMEL, MAHDI, MOH19, ALAA, KADER et HOUSSSEM***

*Je tiens également à remercier chaleureusement mon directeur de thèse, qui a su me guider avec patience et expertise. Vos judicieux conseils et votre rigueur ont été des atouts inestimables dans la réalisation de ce travail.*

*Enfin, un immense merci à mes amis les plus chers, pour tous ces moments de rire et de détente qui m'ont permis de me ressourcer. Votre amitié sincère et votre soutien indéfectible ont rendu ce parcours plus léger et plus agréable.*

*Ce mémoire est le résultat de nos efforts conjugués. Je vous en serai éternellement reconnaissant.*

***YAYA***

## ملخص

هذا العمل يتعلق بتصميم ودراسة جسر بطول 279.60 متر، واقع بين علامات الكيلومتر 13+200 و 13+475. يُعتبر هذا الجسر جزءاً من مشروع الطريق الاجتياحي لمدينة شرشال بطول 17 كم، وسيشكل امتداداً للطريق السريع الذي يربط مدينتي بو إسماعيل وشرشال.

بدأنا بمقدمة عامة حول طريقة التتابع المتتالي وإنشاء جسر صندوق. بعد ذلك، قمنا بإعداد التصميم العام مع افتراض 3 اقتراحات، وتم اختيار الاقتراح الأكثر فائدة بناءً على تحليل معايير متعددة. تم اختيار حل جسر صندوقي بارتفاع متغير، يتم صبه في الموقع بطريقة الفرش المتعاقب.

بعد ذلك، قمنا بدراسة البنية العلوية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب الشد المسبق، والدراسة الزلزالية، وتصميم العناصر الإنشائية المختلفة. تستند هذه الدراسة إلى المعايير الجزائرية السارية واستخدام برامج حاسوبية للحسابات.

**الكلمات الرئيسية:** الخرسانة المسلحة بالإجهاد المسبق، جسر منحنى، بنية تحتية، شد لاحق، جسر صندوق، دراسة زلزالية

## Résumé

Ce travail porte sur la conception et l'étude d'un pont d'une longueur de 279,60 mètres, situé entre les PK 13+200 et PK13+475. Ce pont fait partie du projet de contournement de la ville de Cherchell sur 17 km et constituera le prolongement de l'autoroute reliant les villes de Bou Ismail et Cherchell.

Nous avons débuté par des généralités sur la méthode d'encorbellement et la réalisation des ponts voussoirs. Ensuite, nous avons élaboré la conception générale en proposant 3 variantes, parmi lesquelles la variante la plus avantageuse a été sélectionnée suite à une analyse multicritère. Le choix s'est porté sur une solution de pont voussoir à hauteur variable, coulé sur place par la méthode d'encorbellements successifs. Après cela, nous avons mené l'étude de la superstructure et de l'infrastructure, en intégrant le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux. Cette étude s'appuie sur les réglementations algériennes en vigueur et sur l'utilisation de logiciels de calcul dédiés.

**Mots clés :** Béton précontraint, pont courbe, infrastructure, post-tension, pont en caisson, étude sismique.

## Abstract

This work involves the design and study of a 279.60-meter-long bridge, located between PR 13+200 and 13+475. This bridge is part of the 17 km Cherchell bypass project and will constitute an extension of the highway connecting the cities of Bou Ismail and Cherchell.

We began with an overview of the balanced cantilever method and the construction of box girder bridges. We then developed the general design by proposing 3 alternatives, from which the most advantageous option was selected based on a multi-criteria analysis. The chosen solution was a variable depth box girder bridge, cast-in-place using the balanced cantilever method. After that, we conducted the study of the superstructure and infrastructure, incorporating the calculation of prestressing, seismic study, and dimensioning of the various structural elements. This study relies on current Algerian regulations and the use of dedicated calculation software.

**Keywords:** Prestressed concrete, curved bridge, infrastructure, post-tensioning, box girder bridge, seismic analyses.

## **INTRODUCTION GENERALE..... 1**

### **CHAPITRE I : GENERALITES**

I.1.	L'évolution historique des ponts .....	2
I.2.	Définition d'un pont .....	3
I.3.	Classification des ponts .....	3
I.4.	Principe de la construction par encorbellement .....	3
I.5.	Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint .....	3
I.5.1.	Construction par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs .....	4
I.5.1.1.	Cycle de construction des voussoirs.....	5
I.5.2.	Construction par encorbellement par assemblage de voussoirs préfabriqués .....	6
I.5.2.1.	Les méthodes de préfabrication des voussoirs .....	7
I.5.2.2.	Les méthodes de poses des voussoirs.....	8
I.6.	Conclusion.....	8

### **CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET**

II.1.	Introduction .....	9
II.2.	Présentation de projet .....	9
II.2.1.	Situation de projet .....	9
II.2.2.	Objectif de projet.....	9
II.3.	Les données du projet.....	9
II.3.1.	Les données fonctionnelles .....	9
II.3.1.1.	Tracé en plan .....	9
II.3.1.2.	Profile en long .....	10
II.3.1.3.	Profil en travers .....	10
II.3.2.	Les Données Naturelles de projet.....	11
II.3.2.1.	Topographie .....	11
II.3.2.2.	Sismicité se site .....	11
II.3.2.3.	Température .....	11
II.3.2.4.	Précipitations .....	12
II.3.2.5.	Vent .....	12
II.3.2.6.	Géotechnique.....	12
II.4.	Conclusion.....	13

### **CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

III.1.	Introduction .....	14
III.2.	Choix de type de l'ouvrage .....	14
III.2.1.	Critère de choix du type d'ouvrage .....	14

III.3.	Démarche de conception .....	14
III.4.	Proposition des variantes.....	14
III.4.1.	Variante 01 : Pont a poutre précontrainte de type VIPP«Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension » .....	15
III.4.1.1.	Conception longitudinale .....	15
III.4.1.2.	Conception transversale .....	15
III.4.2.	Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs coulé en place ». ....	18
III.4.2.1.	Conception longitudinal .....	18
III.4.2.2.	Découpage des voussoirs .....	18
III.4.2.3.	Conception transversale .....	18
III.4.3.	Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre » .....	21
III.4.3.1.	Conception longitudinale .....	21
III.4.3.2.	Conception transversale .....	21
III.4.3.3.	Conception des entretoises .....	22
III.5.	Analyse multicritère .....	24
III.6.	Conclusion .....	24

## **CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL**

IV.1.	Introduction .....	25
IV.2.	Normes et règles de calculs .....	25
IV.3.	Caractéristique des matériaux .....	25
IV.3.1.	Béton .....	25
IV.3.2.	Acier .....	26
IV.3.2.1.	Armatures passives a haute adherence .....	26
IV.3.2.2.	. Armatures de précontraintes.....	26
IV.3.3.	Contraintes admissibles .....	26
IV.3.3.1.	Contrainte admissible à la compression de Béton.....	26
IV.3.3.2.	Contrainte limite de traction des aciers .....	27
IV.3.3.1.	Classe de justification de la précontrainte .....	27
IV.4.	Caractéristiques du pont .....	28
IV.5.	Evaluation des actions :.....	29
IV.5.1.	Evaluation des actions hors trafic : .....	29
IV.5.1.1.	Actions permanentes : .....	29
IV.5.1.2.	Les cas de chargement : .....	30
IV.5.2.	Evaluation des actions dues au trafic : .....	31
IV.5.2.1.	Système de charge A(l) : .....	31
IV.5.2.2.	Système de charge B .....	32

IV.5.2.3.	Charges militaires Mc 120 .....	35
III.1.1.1.	Charges exceptionnelles D240 .....	36
IV.5.2.4.	Coefficient de majoration dynamique $\delta$ .....	36
IV.5.2.5.	Efforts de freinage .....	37
IV.5.2.6.	Action thermique .....	37
IV.6.	Conclusion : .....	38

## **CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

V.1.	Introduction .....	39
V.2.	Les phases de réalisation du tablier .....	39
V.2.1.	Les phases de construction du fléau .....	40
V.3.	Stabilité du fléau .....	40
V.4.	Etude de la précontrainte du fléau .....	40
V.4.1.	Charges à prendre en compte .....	40
V.4.1.1.	Poids propre du fléau .....	40
V.4.1.2.	Charges de chantier connues .....	41
V.4.1.3.	Charges de chantier aléatoires .....	41
V.4.2.	Détermination du nombre des câbles du fléau .....	42
V.4.2.1.	Position et enrobage des câbles .....	44
V.4.2.2.	Dispositions des ancrages .....	44
V.4.2.3.	Tracé des câbles en plan .....	46
V.4.2.4.	Tracé des câbles en élévation .....	46
V.4.3.	Vérification pendant le bétonnage du clavage p1-p2 .....	50
V.5.	Modélisation .....	50
V.5.1.	Présentation du logiciel MIDAS CIVIL .....	50
V.5.2.	Les combinaisons d'actions .....	51
V.5.3.	Etude de la précontrainte de continuité .....	53
V.5.3.1.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale... 53	
V.5.3.2.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive .....	55
V.6.	Evaluation des pertes de la précontrainte .....	58
V.6.1.	Pertes de tension Instantanées .....	58
V.6.2.	Pertes de tension différées .....	60
V.6.3.	Les pertes totales .....	61
V.6.4.	Vérification des contraintes normales .....	62
V.6.4.1.	Vérification des contraintes pour le demi-fléau .....	62
V.7.	Armatures des zones tendues .....	63
V.8.	Vérification des contraintes tangentielles .....	63

V.8.1.	Vérification vis-à-vis à ELS .....	63
V.8.2.	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU .....	65
V.9.	Conclusion.....	66

## **CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSAL**

VI.1.	Introduction .....	67
VI.2.	Modélisation.....	67
VI.3.	Ferraillage.....	69
VI.3.1.	Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du voussoir sur pile.....	69
VI.3.2.	Ferraillage passif des voussoirs.....	70
VI.4.	Conclusion.....	72

## **CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

VII.1.	Introduction .....	73
VII.2.	Appareil d'appui.....	73
VII.2.1.	Choix de type d'appareil d'appuis.....	73
VII.2.2.	Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	73
VII.2.3.	Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	74
VII.2.3.1.	Aire l'appareil d'appui .....	74
VII.2.3.2.	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T .....	74
VII.2.3.3.	Dimensionnement des frettes .....	74
VII.2.4.	Evaluation des efforts et déplacements horizontaux .....	75
VII.2.4.1.	Actions statiques .....	75
VII.2.4.2.	Actions dynamiques .....	75
VII.2.4.3.	Déplacement horizontale.....	75
VII.2.5.	Vérifications du dimensionnement.....	76
VII.2.5.1.	. Résistance à la compression.....	76
VII.2.5.2.	Sécurité au flambement.....	76
VII.2.5.3.	. Limitation de la distorsion : .....	76
VII.2.5.4.	Condition de non-glissement.....	77
VII.2.6.	Dès d'appuis .....	77
VII.2.6.1.	Dimensionnement des dès d'appuis au niveau de la culée.....	77
VII.2.6.2.	. Ferraillage des dès d'appuis au niveau de la culée.....	77
VII.3.	Joint de chaussée .....	78
VII.3.1.	Dimensionnement.....	78
VII.3.2.	Type de joint.....	79
VII.4.	Calcul sismique .....	79
VII.4.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique .....	79

VII.4.2.	Spectre De Réponse .....	79
VII.4.2.1.	Spectre de réponse de la composante horizontale .....	80
VII.4.2.2.	Spectre de réponse de la composante verticale .....	81
VII.4.3.	Modes signicatifs.....	82
VII.4.4.	Combinaison d’actions à l’état limite accidentelle (ELA) .....	82
VII.5.	Conclusion.....	82

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L’INFRASTRUCTURE**

VIII.1.	Introduction .....	83
VIII.2.	Etude de la pile .....	83
VIII.2.1.	Conception de la pile .....	83
VIII.2.1.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :.....	83
VIII.2.2.	Evaluation des efforts agissant sur la pile .....	84
VIII.2.2.1.	Efforts statiques .....	84
VIII.2.2.2.	Efforts sismiques : .....	85
VIII.2.3.	Calcul du ferrailage .....	86
VIII.3.	Etude de la culée .....	89
VIII.3.1.	Conception des culées .....	89
VIII.3.1.1.	Prédimensionnement de la culée : .....	89
VIII.3.2.	Efforts sollicitant la culée : .....	90
VIII.3.2.1.	Calcul du coefficient de poussée (La méthode de Monobe- Okabe RPOA) 90	
VIII.3.2.2.	Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges.....	91
VIII.3.2.3.	Evaluation des efforts issus de la culée : .....	92
VIII.3.2.4.	Evaluation des efforts issus du tablier .....	92
VIII.3.3.	Ferrailage des éléments de la culée .....	93
VIII.3.3.1.	Mur garde grève .....	93
VIII.3.3.2.	Dalle de transition .....	94
VIII.3.3.3.	Corbeau d’appui de la dalle de transition .....	95
VIII.3.3.4.	Mur en retour.....	98
VIII.3.3.5.	Mur frontale.....	99
VIII.4.	Etude de fondation : .....	99
VIII.4.1.	Etude de la semelle .....	99
VIII.4.2.	Modélisation de la semelle sous pile .....	100
VIII.4.3.	Ferrailage de la semelle sous la pile : .....	101
VIII.4.4.	Modélisation de la semelle sous la culée .....	102
VIII.4.5.	Ferrailage de la semelle sous la culée .....	102
VIII.5.	Etude des pieux .....	103

VIII.5.1. Calcul de nombre des pieux .....	103
VIII.5.2. Ferrailage des pieux .....	104
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>106</b>

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : GENERALITES

Figure.I. 1:Pont de racines vivantes .....	2
Figure.I. 2:Premier pont construit dans le monde, en IRAQ depuis 4000 ans.....	2
Figure.I. 3:Différents procédés de construction par bétonnage en place des voussoirs.....	3
Figure.I. 4:Construction du pont de Bourg-les-valence. ....	4
Figure.I. 5:Construction du Siegtalbrucke .....	4
Figure.I. 6:Schéma d'un équipement mobile traditionnel a poutres principales supérieures.....	4
Figure.I. 7:Console en béton remplaçant l'échafaudage du voussoir sur pile.....	5
Figure.I. 8:Phase de bétonnage d'un voussoir courant.....	5
Figure.I. 9:Exécution de la section transversale en deux phases décalées. ....	6
Figure.I. 10:: Préfabrication en cellule. ....	7
Figure.I. 11:Banc de préfabrication de Choisy-le-roi. ....	7
Figure.I. 12:Méthodes de pose des voussoirs.....	8
Figure.I. 13:Pose de voussoirs au blondin (pont sur l'Ebre). ....	8

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure.II. 1:tracée en plan V4.....	9
Figure.II. 2:profil en long V4. ....	10
Figure. II. 3:Profil en travers de la voie portée. ....	10
Figure.II. 4:image satellitaire de la zone de projet. ....	11
Figure.II. 5:Précepitation moyenne en Tipaza. ....	12
Figure.II. 6:Coupe géologique .....	13

## CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure.III. 1:Notation des dimensions.....	15
Figure.III. 2: Notations des dimensions. ....	18
Figure.III. 3: Schéma d'un bipoutre à entretoise.....	21
Figure.III. 4:Notation des dimensions de la poutre. ....	21

## CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure.IV. 2:Découpage des voussoirs.....	29
Figure.IV. 3:Système de chargement Bc.....	33
Figure.IV. 4:Systeme de charge Bt. ....	34
Figure.IV. 5:Système de chargement Br. ....	35
Figure.IV. 6:Convoi de charge Mc 120.....	35
Figure.IV. 7:Convoi exceptionnel D240. ....	36

## CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure.V. 1:Les phases de construction du tablier. ....	39
---	----

Figure.V. 2:Cheminement de la réalisation d'un fléau. ....	40
Figure.V. 3:Les charges prendre en compte. ....	40
Figure.V. 4:Diagramme des moments sous la combinaison PREC. ....	42
Figure.V. 5:Dispositions des ancrages selon Freyssinet. ....	45
Figure.V. 6: Disposition des câbles du fléau et position des ancrages. ....	46
Figure.V. 7:Tracé en plan des câbles de fléau. ....	46
Figure.V. 8:Tracé en élévation des cales du fléau. ....	47
Figure.V. 9:Position de câble numéro 3. ....	47
Figure.V. 10:Tracé en plan des câbles du fléau. ....	49
Figure.V. 11:Tracé en élévation des câbles du fléau. ....	49
Figure.V. 12:Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage. ....	50
Figure.V. 13:Modèle de calcul. ....	51
Figure.V. 14:Moment de la précontrainte P. ....	51
Figure.V. 15:Moment de la combinaison la plus défavorable à l'ELS. ....	52
Figure.V. 16:Effort tranchant de la combinaison la plus défavorable à l'ELU. ....	52
Figure.V. 17: Moment de la combinaison la plus défavorable à l'ELU. ....	52
Figure.V. 18:Effort tranchant de la combinaison la plus défavorable à l'ELS. ....	52
Figure.V. 19: Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de VC. ....	54
Figure.V. 20: Disposition des câbles de continuité de la travée de rive et position des ancrages. ....	56
Figure.V. 21 : Tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale. ....	57
Figure.V. 22 : Tracé en plan des câbles de continuité de travée principale. ....	57
Figure.V. 23 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive. ....	57
Figure.V. 24: Schéma illustratif le cas d'une seul pente. ....	59
Figure.V. 25:Schéma illustratif le cas de 2 pentes. ....	59
Figure.V. 26: Diagramme des contraintes (Fin V11). ....	63

## CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

Figure.VI. 1:Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel. ....	67
Figure.VI. 2:Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel. ....	67
Figure.VI. 3:Sections à justifier selon le guide SETRA. ....	68
Figure.VI. 4:Ferraillage du voussoir sur pile. ....	71
Figure.VI. 5:Ferraillage du voussoir à la clef. ....	72

## CHAPITRE VII: ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure.VII. 1:Définition géométrique d'un appareil d'appui. ....	73
Figure.VII. 2:Ferraillage du dé d'appui. ....	78
Figure.VII. 3:Modèle de calcul multimodal. ....	80
Figure.VII. 4:Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. ....	80
Figure.VII. 5:Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. ....	81

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure.VIII. 1:Dimensions de la pile la plus haute. ....	83
Figure.VIII. 2:abaque de Walther. ....	87
Figure.VIII. 3:Ferraillage de la pile. ....	87
Figure.VIII. 4:Ferraillage transversale de la pile. ....	88

Figure.VIII. 5:Les dimensions des éléments de la culée.....	89
Figure.VIII. 6: Les moments $M_{xx}$ sur le mur en retour (ELS).....	98
Figure.VIII. 7:Les moments $M_{yy}$ sur le mur en retour (ELU).....	98
Figure.VIII. 8:Dispositions des pieux (semelle sous la culée).....	100
Figure.VIII. 9:Dispositions des pieux (semelle sous la pile).....	100
Figure.VIII. 10:Modélisation de la semelle +les pieux sous la pile.....	101
Figure.VIII. 11:Modélisation de la semelle +les pieux sous la culée.....	102
Figure.VIII. 12:Ferraillage de la semelle de la pile.....	104
Figure.VIII. 13:Ferraillage des éléments de la culée.....	105

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau.III. 1:Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1. ....	16
Tableau.III. 2:Découpages des voussoirs. ....	18
Tableau.III. 3:Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. ....	19
Tableau.III. 4:Prédimensionnement des poutres métalliques. ....	22
Tableau.III. 5:Caractéristique d'un IPE600. ....	22

## CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau.IV. 1:Les caractéristiques du béton. ....	25
Tableau.IV. 2:Les caractéristiques de l'acier à haute adhérence. ....	26
Tableau.IV. 3:Les caractéristiques des câbles de précontrainte. ....	26
Tableau.IV. 4:Contraintes admissibles à la compression de béton. ....	27
Tableau.IV. 5:Contraintes admissibles de traction des armateurs passives. ....	27
Tableau.IV. 6:Classe de pont selon la largeur roulable. ....	28
Tableau.IV. 7:Estimation du poids dû aux CCP. ....	29
Tableau.IV. 8:Poids du tablier voussoirs. ....	30
Tableau.IV. 9:Poids total du tablier. ....	30
Tableau.IV. 10:Coefficient $a_1$ . ....	31
Tableau.IV. 11:Résultats. ....	31
Tableau.IV. 12:Valeurs de $A(l)$ . ....	32
Tableau.IV. 13:Les valeurs de $BC$ . ....	33
Tableau.IV. 14:Valeurs de $BC$ . ....	33
Tableau.IV. 15:Les valeurs de $bt$ . ....	34
Tableau.IV. 16:Valeurs de $Bt$ . ....	34
Tableau.IV. 17:Coefficient de majoration dynamique. ....	37
Tableau.IV. 18:L'effort de freinage $F(KN)$ de système A. ....	37

## CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

Tableau.V. 1:Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau. ....	41
Tableau.V. 2:Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section. ....	43
Tableau.V. 3:Vérification du nombre de câbles du fléau au VSP pour chaque phase. ....	44
Tableau.V. 4:Distances $a$ et $b$ . ....	45
Tableau.V. 5:L'allure du tracé en plan des câbles du fléau. ....	48
Tableau.V. 6:Élévation des câbles du fléau. ....	48
Tableau.V. 7:Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. ....	53
Tableau.V. 8:Tracé des câbles de la travée principale en vue en plan. ....	54
Tableau.V. 9:Tracé des câbles de la travée principale en vue en élévation. ....	55
Tableau.V. 10: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. ....	55
Tableau.V. 11:Tracé des câbles de travée principale en plan. ....	56
Tableau.V. 12:Tracé des câbles de la travée principale en vue en élévation. ....	56
Tableau.V. 13:Les pertes totales en(%). ....	61

Tableau.V. 14:Vérification des contraintes pour le demi-fléau. ....	62
---	----

## **CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE**

Tableau.VI. 1:Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.....	68
Tableau.VI. 2:efforts extrêmes dans le voussoir à la clef. ....	69
Tableau.VI. 3:Ferraillage passif du VSP.....	70
Tableau.VI. 4:Ferraillage passif du VSC. ....	71

## **CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

Tableau.VII. 1:Les efforts verticaux appliqués sur l'appareil d'appuis. ....	74
Tableau.VII. 2:Déplacement horizontal du tablier. ....	76
Tableau.VII. 3:Modèles des joints Wd.....	79
Tableau.VII. 4:Modes propres. ....	82

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Tableau.VIII. 1: Evaluations des efforts statiques de la pile.....	84
Tableau.VIII. 2:: Réactions et moments dus au séisme à la base de la pile. ....	85
Tableau.VIII. 3: Combinaison des efforts à la base de la pile.....	85
Tableau.VIII. 4:Ferraillage transversal des piles en section creuse. ....	88
Tableau.VIII. 5:. Les dimensions des éléments de la culée. ....	90
Tableau.VIII. 6:Calcul du coefficient de poussée Kad. ....	91
Tableau.VIII. 7:Evaluation des charges statiques dues au remblai.....	91
Tableau.VIII. 8: Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai. ....	91
Tableau.VIII. 9: Calcul des efforts dus au poids propre des culées. ....	92
Tableau.VIII. 10: Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier. ....	92
Tableau. VIII. 11:Évaluations des efforts de la dalle de transition. ....	95
Tableau.VIII. 12 : Le résultat des combinaisons les plus défavorable.....	99
Tableau.VIII. 13:Prédimensionnement de la semelle ....	99
Tableau.VIII. 14: section de ferraillage (semelle sous pile).....	101
Tableau.VIII. 15:Section de ferraillage (semelle sous la culée).....	102
Tableau.VIII. 16:Sollicitation maximale sur les pieux sous la pile.....	103
Tableau.VIII. 17:Sollicitation maximale sur les pieux sous la culée. ....	103

## LISTE DES ABREVIATIONS

- AAP** : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
- BA** : Béton Armé.
- BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
- BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
- CCP** : Complément des charges permanentes.
- CQC** : Combinaison Quadratique Complète.
- DA** : Dinar Algérien.
- ELA** : Etats Limites Accidentelles.
- ELS** : Etats Limites de Service.
- ELU** : Etats Limites Ultimes.
- Ep** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
- Es** : Module d'Elasticité de l'acier.
- fc28** : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
- fe** : Limite d'Elasticité de l'acier.
- fpeg** : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
- fprg** : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
- ft28** : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
- HA** : Haute Adhérence.
- Hyper** : Hyperstatique.
- Iso** : isostatique.
- NF** : Norme Française.
- PK** : Point Kilométrique.
- RCPR** : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
- RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
- St** : Surcharges sur trottoirs.
- St** : Espacement des armatures Transversales.
- SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- VC** : Voussoir à la Clef.
- VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
- VSC** : Voussoir coulé Sur Cintre.
- VSP** : Voussoir sur Pile.
- $\sigma_{bc}$**  : Contrainte de Compression admissible de Béton.
- $\sigma_{bt}$**  : Contrainte de Traction admissible de Béton.
- $\sigma_{Inf}$**  : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\sigma_s$**  : Contrainte limite de l'acier.
- $\sigma_{Sup}$**  : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\Delta T$**  : Variation uniforme de la température
- $\Delta \theta$**  : Gradient thermique.
- $\Delta P$**  : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.



# **INTRODUCTION GENERALE**



### INTRODUCTION GENERALE

Pour développer les réseaux de transport terrestre, qu'ils soient routiers ou ferroviaires, il est souvent indispensable d'édifier de nombreuses structures particulières permettant de franchir des obstacles. Parmi ces constructions spécifiques, on retrouve fréquemment les ponts.

Un pont est une infrastructure surélevée, érigée sur place, dont la fonction est de permettre le passage d'une voie de circulation au-dessus d'un obstacle naturel comme une vallée, un cours d'eau, ou bien un obstacle artificiel à l'image d'un barrage, ou encore au-dessus d'une autre voie de communication.

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, nous proposons d'examiner en détail l'étude et la conception d'un pont de 279,6 mètres de longueur, présentant une forme courbe, situé sur l'autoroute du contournement de la ville de Cherchell. La réalisation de cet ouvrage a été menée conjointement par la société algérienne SAPTA et l'entreprise chinoise CSSEC.

Ce présent mémoire est divisé sur ces axes principaux :

- La partie initiale constitue une introduction à la méthode constructive par encorbellements successifs pour la réalisation d'un pont.
- La section suivante est dédiée à la description de l'ouvrage étudié, ainsi qu'à la proposition de diverses variantes conceptuelles.
- L'étape d'après porte sur l'évaluation des différentes charges, permanentes et d'exploitation, appliquées sur l'ouvrage.
- L'avant-dernière partie se concentre sur l'étude approfondie du tablier.
- Un autre volet complexe concerne l'analyse du comportement sismique et le dimensionnement des équipements.
- Enfin, la dernière section aborde l'étude de l'infrastructure.



# **GENERALITES**



### I.1. L'évolution historique des ponts

- Premiers ponts constitués de troncs d'arbres tombés formant des passages naturels.
- Début de la construction de structures en bois pour franchir les cours d'eau.
- Ponts en pierre avec des arcs en plein cintre développés sous l'Empire romain.
- Ponts en maçonnerie et en arc plein cintre au Moyen-Âge.
- Nouvelles formes d'arches à la Renaissance pour permettre de plus grandes portées.
- Apparition des premiers ponts suspendus à câbles au 18ème siècle.
- Ponts métalliques à poutres au 19ème siècle grâce aux progrès dans le calcul des structures.
- Ponts en béton armé avec des formes très fines et légères au début du 20ème siècle.
- Nouvelles formes audacieuses en béton précontraint et calculs sur ordinateur au 20ème siècle.



Figure.I. 1 : Pont de racines vivantes.



Figure.I. 2 : Premier pont construit dans le monde, en IRAQ depuis 4000 ans.

### I.2. Définition d'un pont

Est une structure de grande importance qui permet de franchir des obstacles artificiels tels que : Une route, une voie ferrée...etc.) naturels (vallée, cours d'eau...etc.). Ou, destinés à offrir du service à des usagers.

### I.3. Classification des ponts

- **Selon la mobilité** : Pont fixe ou mobile.
- **Selon le matériau de construction** : En béton armé ou précontraint (à poutres, caisson, dalle), mixte, métallique, maçonnerie, bois, câbles (suspendus ou haubanés).
- **Selon la voie portée** : Pont routier, un pont-rail ou pont ferroviaire, Une passerelle, un pont-aqueduc, Un pont-canal.
- **Selon la vue en plan** : droit, biais, courbes.
- **Selon le schéma statique** : isostatique, hyperstatiques, en arc, portique, cadre, béquilles, Bow-string.
- **Selon le RPOA 2008** : Pont stratégique, Pont Important, Pont d'importance moyenne.

### I.4. Principe de la construction par encorbellement

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

### I.5. Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors auto porteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

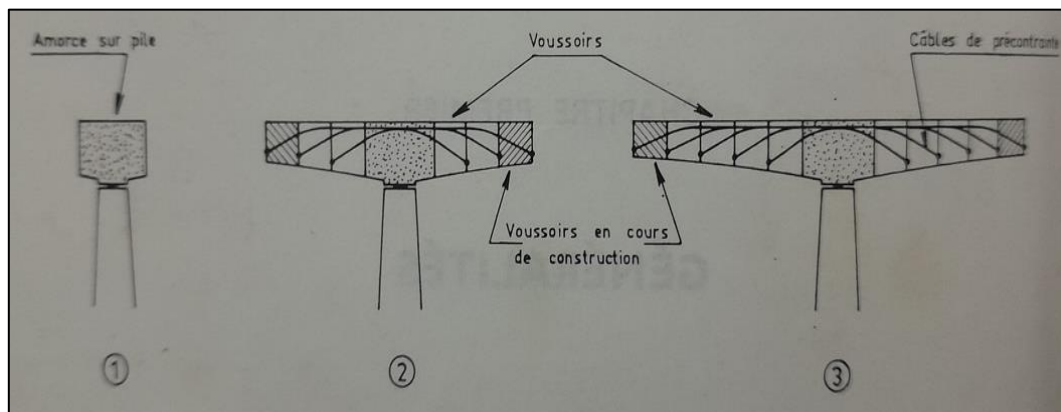


Figure.I. 3: Différents procédés de construction par bétonnage en place des voussoirs

### I.5.1. Construction par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs

#### Les différents procédés de construction

Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cours de construction.

Un échafaudage se déplaçant sur le sol, ou sur une estacade en rivière.

Un équipage mobile porté par le tablier, ce dernier procédé étant le plus fréquent.

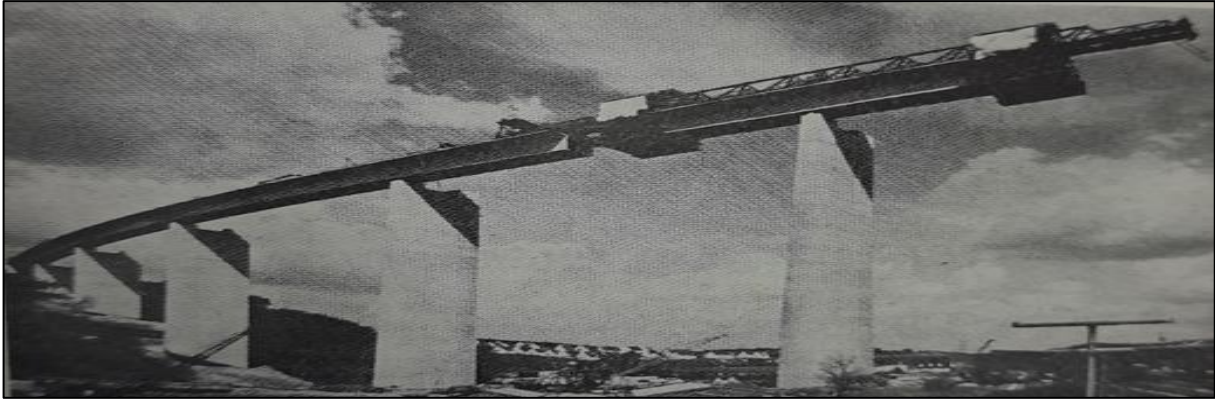


Figure.I. 4: Construction du Siegtalbrücke

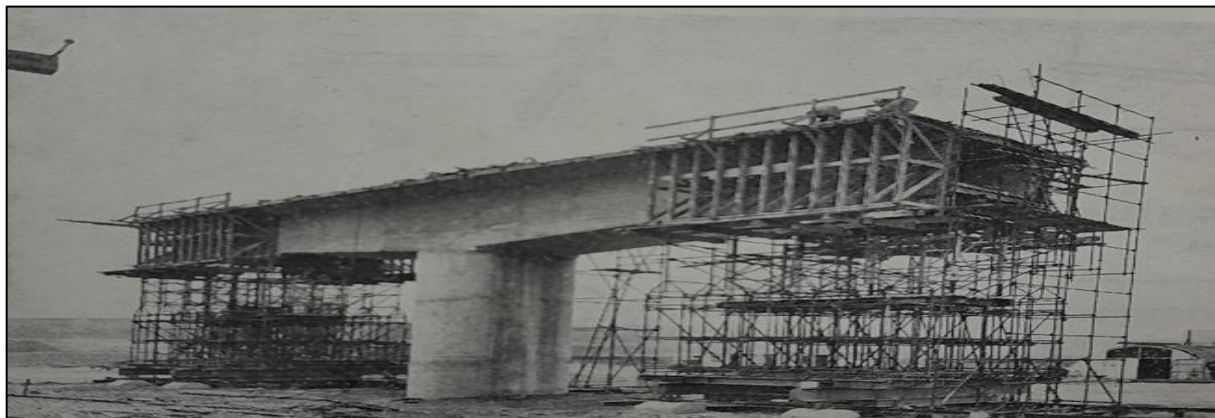


Figure.I.5 : Construction du pont de Bourg-les-valence.

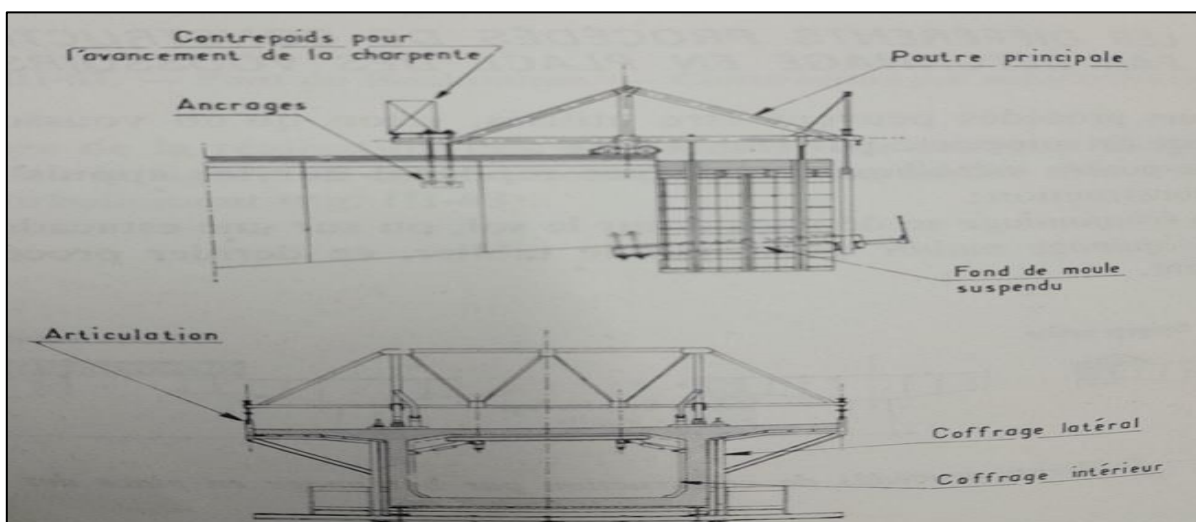


Figure.I. 6 : Schéma d'un équipage mobile traditionnel à poutres principales supérieures.

### I.5.1.1. Cycle de construction des voussoirs

#### ❖ Voussoirs sur pile :

Au droit de chaque pile, un élément de tablier, appelé voussoir sur pile est généralement bétonné sur un échafaudage afin de servir de plate-forme de montage et de base de départ aux équipages mobiles. Quand les piles sont hautes, ou implantées en site aquatique, l'échafaudage est souvent remplacé par des consoles en métal ou en béton encastrées par précontrainte dans les têtes de pile.

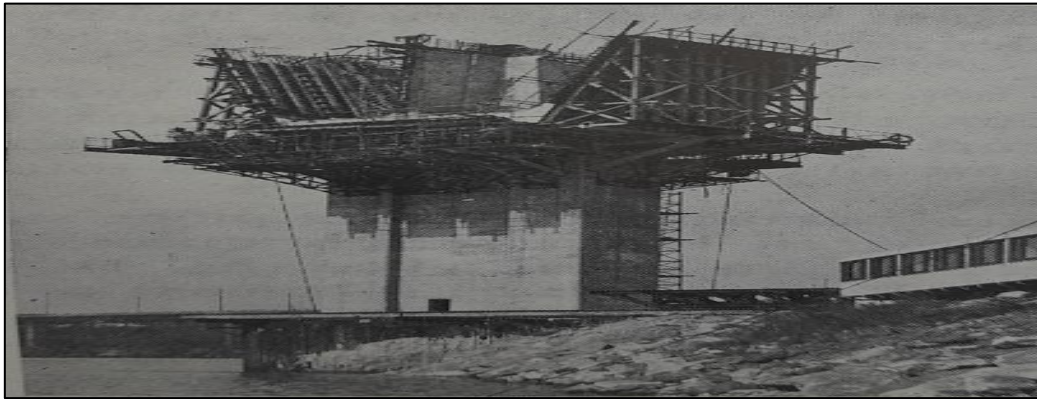


Figure.I. 7 : Console en béton remplaçant l'échafaudage du voussoir sur pile

#### ❖ Voussoir courant

- Bétonnage du hourdis inférieur ;
- Bétonnage des âmes après mise en place du coffrage intérieur ; les surfaces de reprise des âmes avec le hourdis inférieur sont de préférence verticales
- Bétonnage du hourdis supérieur.
- Les deux dernières phases peuvent d'ailleurs être confondues en une seule.

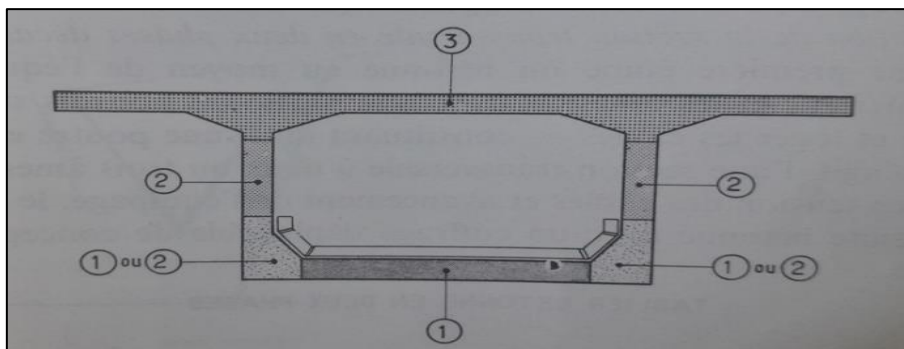


Figure.I. 8 : Phase de bétonnage d'un voussoir courant

La cadence normale de construction permet, avec un équipage mobile traditionnel, de réaliser un cycle complet en six jours ouvrables ou une semaine :

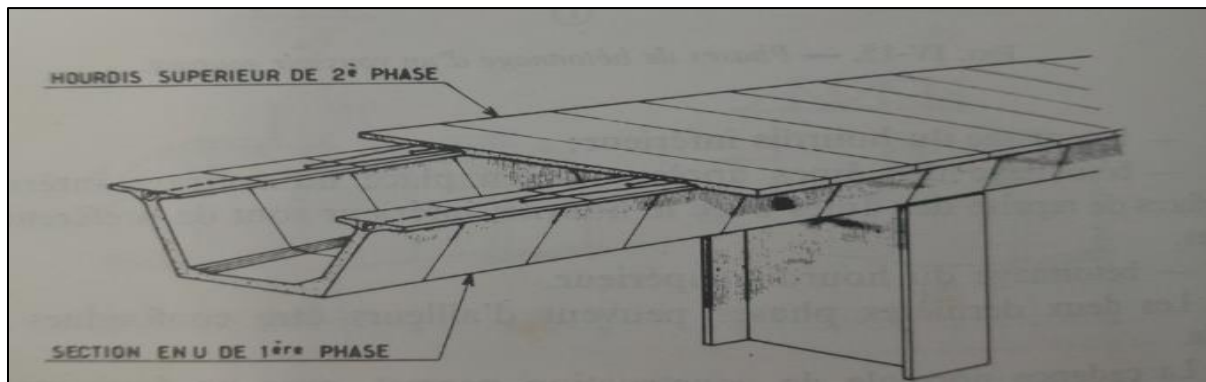
- Une journée pour la mise en tension du voussoir précédemment bétonné, le décoffrage et l'avancement de l'équipage.
- Deux journées pour la mise en place des armatures et des câbles.
- Une journée pour le bétonnage du voussoir.

- Trois journées pour la prise et le durcissement du béton (dont un dimanche).

Cette cadence est relativement lente et différents procédés ont été employés pour l'accélérer :

- Utilisation d'équipages à poutres principales latérales ou d'équipages autoportants dégageant la partie supérieure du voussoir en construction et permettant la construction de deux paires de voussoirs par semaine et par équipage.
- Augmentation de la longueur des voussoirs.
- Exécution de la section transversale en deux phases décalées :

Dans une première étape on bétonne au moyen de l'équipage mobile le hourdis inférieur et les âmes former table et loger les câbles avec une partie du hourdis supérieur pour constituant ainsi une poutre en U ou en W (selon qu'il s'agit d'une section transversale à deux ou trois âmes) (fig. IV-16) Après mise en tension des câbles et avancement de l'équipage, le hourdis supérieur est ensuite bétonné avec un coffrage déplaçable de conception relativement simple. La seconde étape intervient généralement avec un décalage de deux ou trois voussoirs par rapport à la première et peut intéresser des longueurs importantes de hourdis.



**Figure.I. 9 : Exécution de la section transversale en deux phases décalées.**

L'obstacle majeur pour aller plus loin dans cette voie et tenter d'approcher les cadences de la préfabrication est la résistance des bétons jeunes et les problèmes corrélatifs de mise en précontrainte.

Ces problèmes peuvent être résolus par :

- Le traitement thermique du béton.
- L'accélération du durcissement du béton dans les zones d'ancrage de la Précontrainte au moyen de résistances électriques incorporées.
- L'utilisation de plaques d'about ou d'âmes préfabriquées.

### **I.5.2. Construction par encorbellement par assemblage de voussoirs préfabriqués**

#### **❖ Les voussoirs à joints conjugués collés**

On réalise généralement des joints sans épaisseur, simplement garnis d'une colle polymérisable à base de résine époxyde, à durcissement rapide et peu sensible aux conditions thermo-hygrométriques. L'utilisation de tels joints n'est cependant possible que si les surfaces en contact des éléments en regard sont parfaitement dressées. Pour remplir cette condition, les

voussoirs sont fabriqués à la suite les uns des autres dans l'ordre où ils seront mis en place dans l'ouvrage en coulant chacun d'eux contre le voussoir précédemment bétonné. La face avant de chaque élément sert alors de coffrage à la face arrière de l'élément suivant. Les joints ainsi obtenus sont appelés joints conjugués.

### I.5.2.1. Les méthodes de préfabrication des voussoirs

Les diverses techniques de préfabrication des voussoirs à joints conjugués se ramènent, en fait, à deux solutions de base :

- Le bétonnage sur un banc de préfabrication (ou slip form) de l'ensemble d'un fléau constitué du voussoir sur pile et des voussoirs des deux consoles adjacentes.
- Le bétonnage de tous les voussoirs du tablier dans un ou plusieurs moules à poste fixe, appelés cellules de préfabrication.

Dans le premier cas, c'est le coffrage qui se déplace, alors qu'il est à poste fixe dans le second.

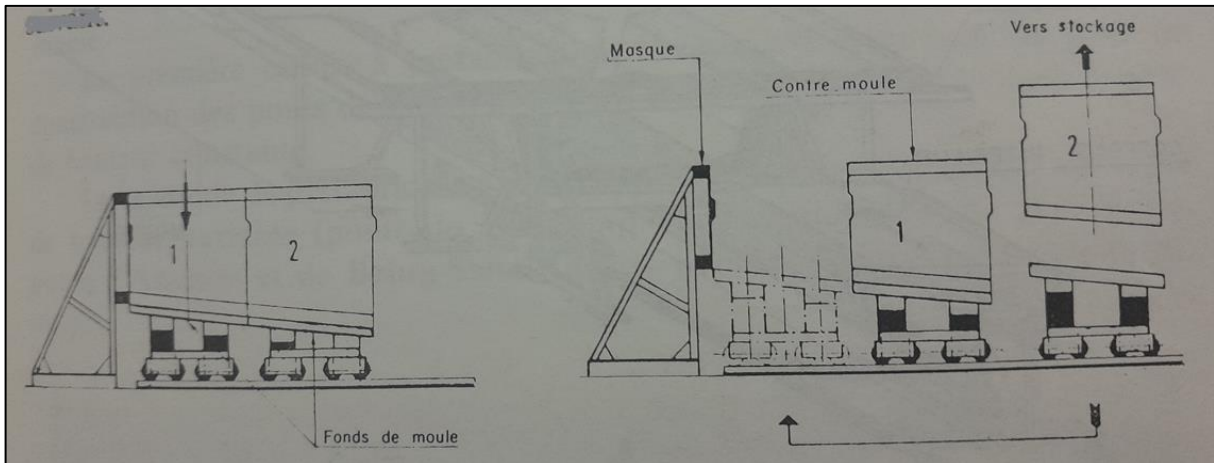


Figure.I. 10 : Préfabrication en cellule.

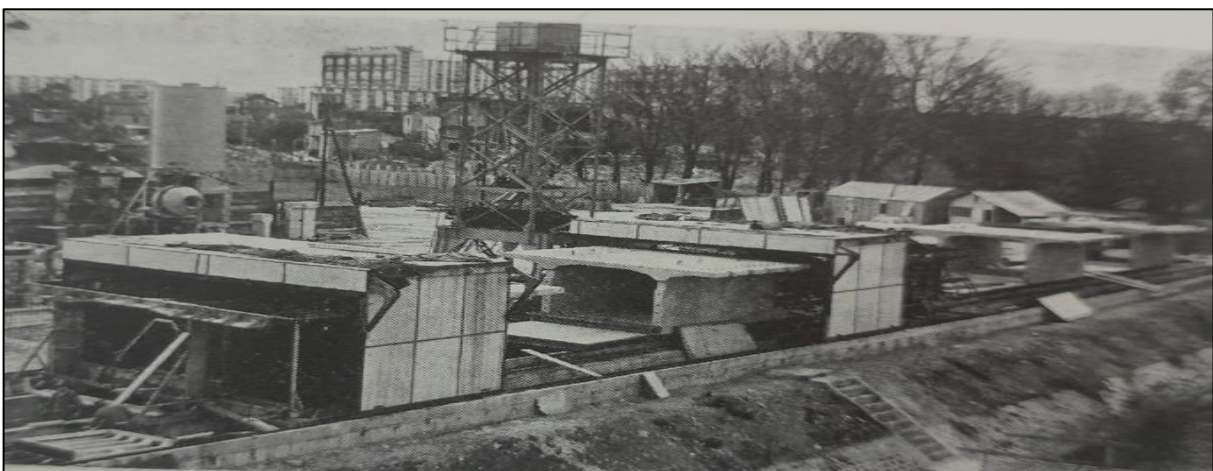


Figure.I. 11: Banc de préfabrication de Choisy-le-roi.

### I.5.2.2. Les méthodes de poses des voussoirs

Le transport par terre ou par eau des voussoirs et leur mise en place à l'aide d'un dispositif autonome (grue, bigue ou bardeur) indépendant du tablier.

Le transport par terre ou par eau des voussoirs et leur mise en place à l'aide d'un équipage mobile de levage porté par le tablier lui-même.

Le transport des voussoirs par terre, par eau ou sur le tablier déjà construit et leur mise en place à l'aide d'une poutre de lancement.

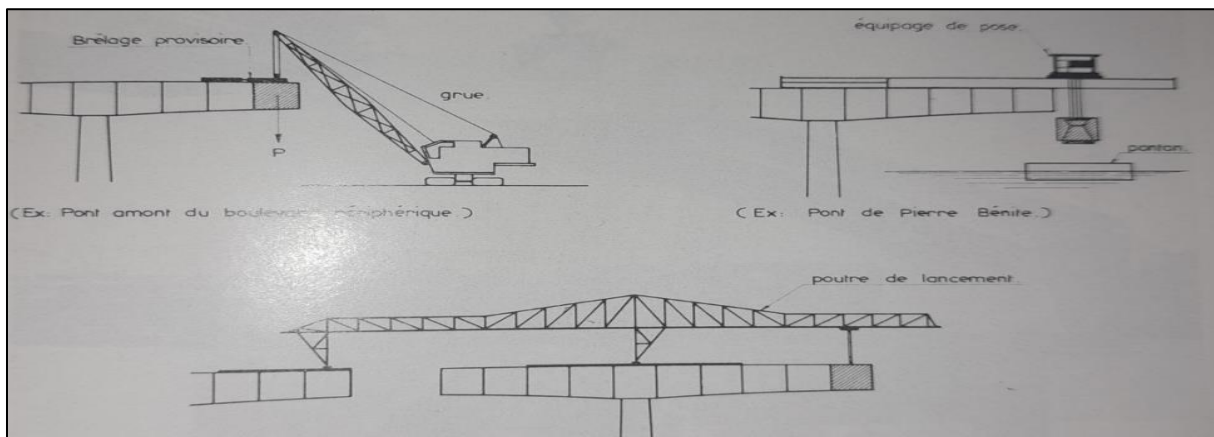


Figure.I. 12 : Méthodes de pose des voussoirs.

Cette classification n'englobe pas certains procédés particuliers d'emploi plus limité, comme l'utilisation d'un blondin.

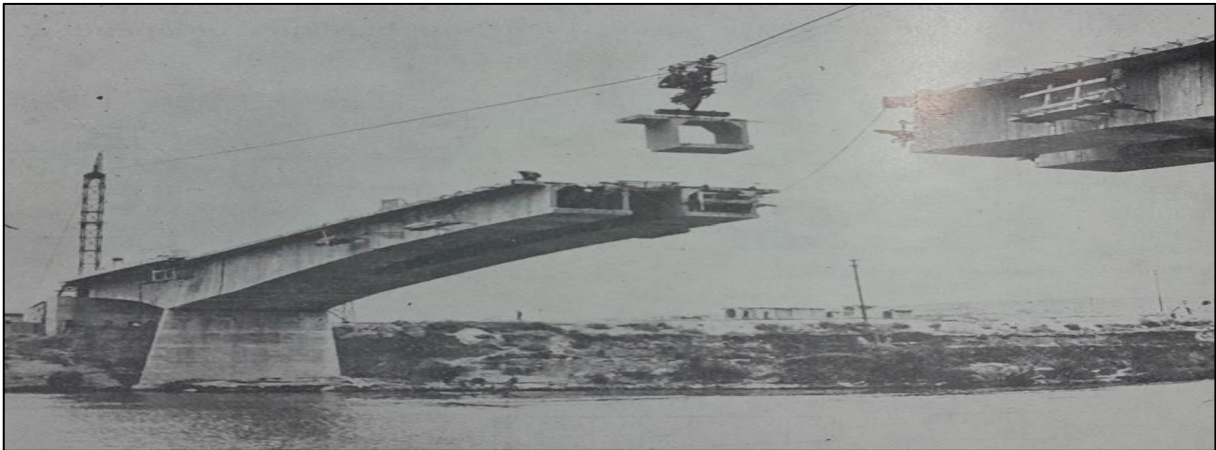


Figure.I. 13: Pose de voussoirs au blondin (pont sur l'Ebre).

### I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous abordons généralement les ponts, en particulier la méthode de construction par encorbellement des ponts voussoirs ainsi que leurs méthodes de réalisation. Nous présentons ensuite le projet objet de notre thèse.



# **PRESENTATION DE PROJET**



### II.1. Introduction

La conception réussie d'un nouveau projet dépend fortement de la collecte approfondie de données pertinentes avant le début du processus de conception.

### II.2. Présentation de projet

#### II.2.1. Situation de projet

Le viaduc V 04 fait partie du projet de contournement de la ville du Cherchell sur 17 Km qui représentera le prolongement de l'autoroute qui relie la ville de Bou Ismail à Cherchell.

Le viaduc situé entre le PK 13+200 et le PK 13+475 et a été proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructure (SAETI).

#### II.2.2. Objectif de projet

L'objectif principale du projet est de franchir l'obstacle envisagé (vallée de 40 m de hauteur) mais aussi pour :

- Diminuer la congestion routière au niveau de la ville de Cherchell et de Sidi Ghiles.
- Assurer la continuité du projet de la voie express Cherchell-Bou Ismail.
- Améliorer la sécurité et le confort des usagers de la route.
- Desservir l'académie militaire de Cherchell.

### II.3. Les données du projet

#### II.3.1. Les données fonctionnelles

##### II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont courbé d'un rayon de 1200 m et d'une longueur  $L=275$  m.

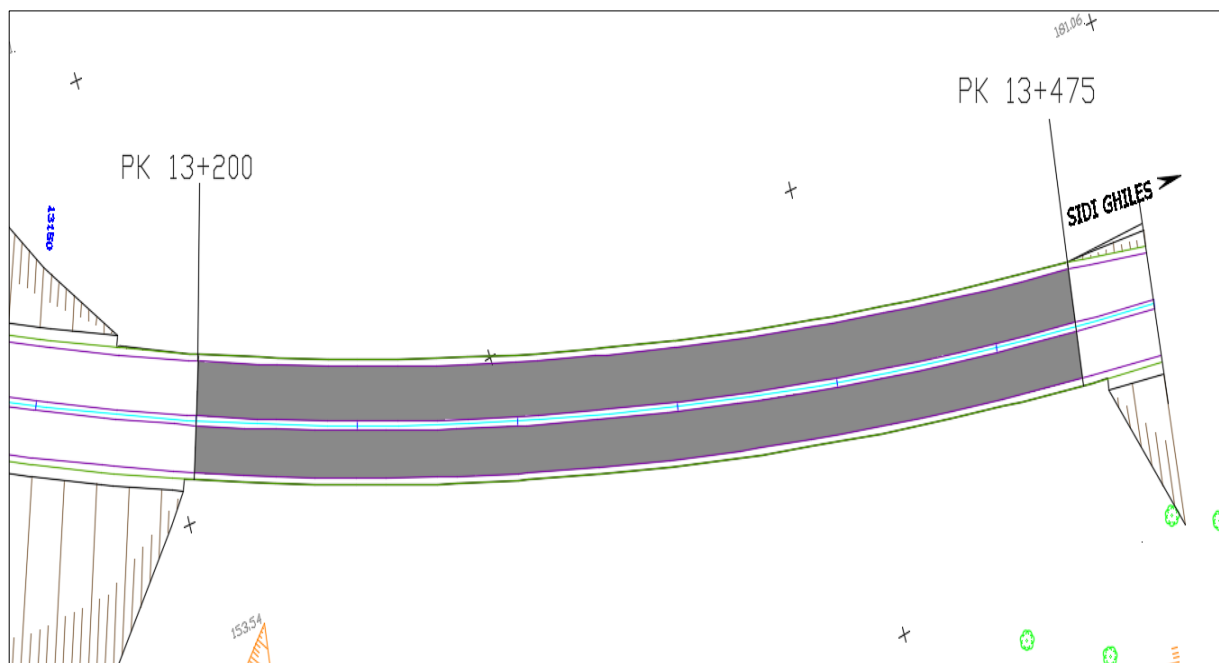


Figure.II. 1:Tracé en plan V4.

### II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, l'ouvrage présente un alignement droit de 5 % de pente.

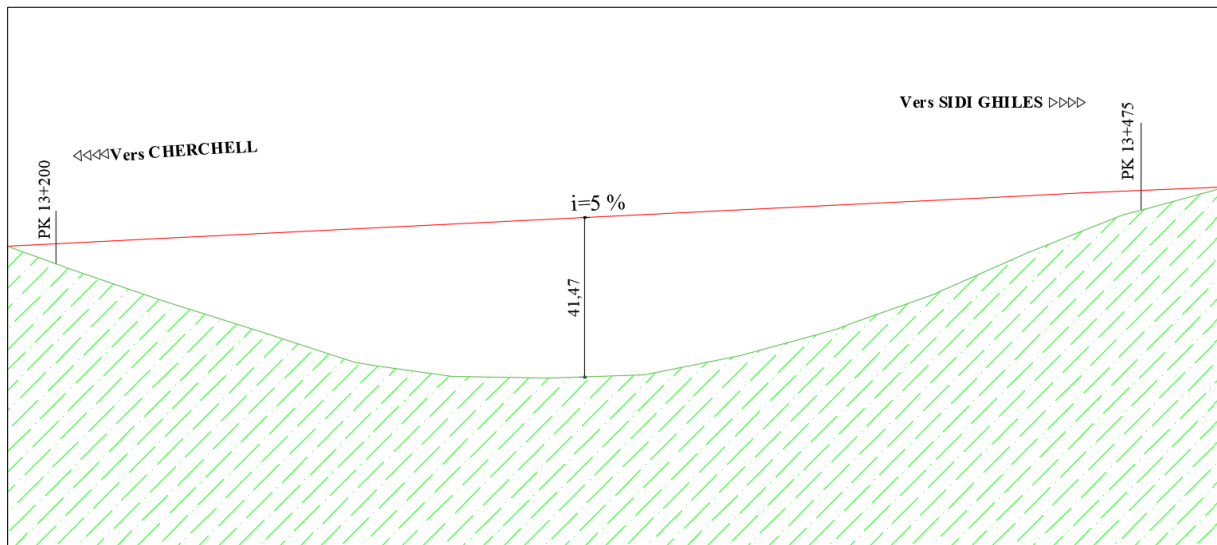


Figure.II. 2:Profil en long V4.

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est défini par :

Une largeur totale de tablier de 13.5 m qui comprend :

- Barrière type H3 :  $2 \times 0,50$  m.
- Trois voies de circulation de 10.5m de largeur.
- Un seul trottoir de 1.5 m de largeur avec une garde corps.
- La pente de versant : une pente de 2.5 %.

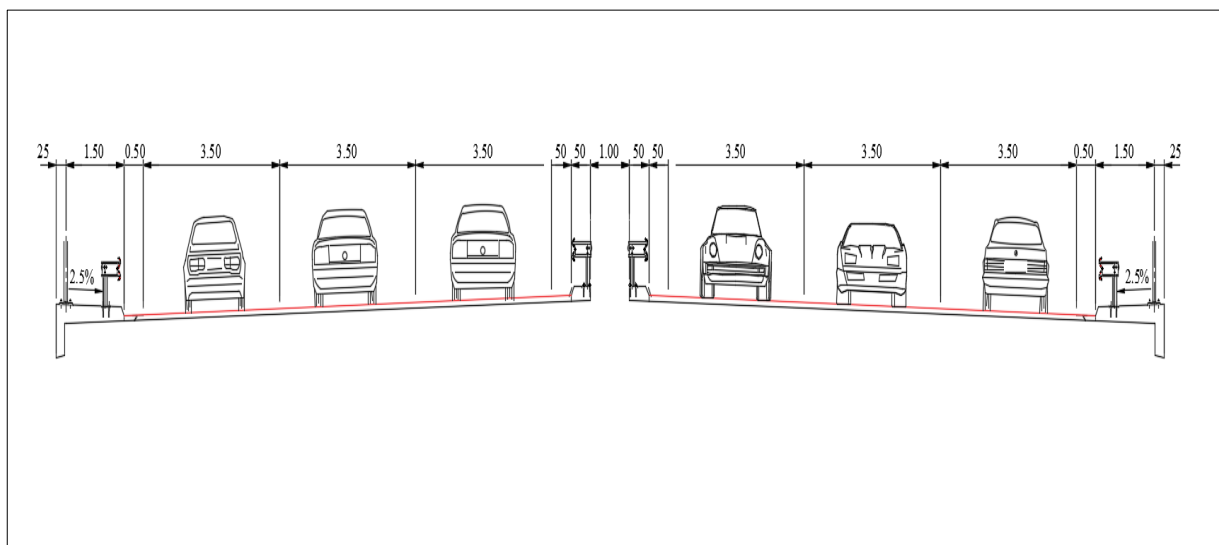


Figure. II. 3:Profil en travers de la voie portée.

### II.3.2. Les Données Naturelles de projet

#### II.3.2.1. Topographie

Après l'analyse de levé topographique et les images satellitaires on trouve que l'ouvrage situé dans un zone montagneuse.



Figure.II. 4:Image satellitaire de la zone de projet.

#### II.3.2.2. Sismicité se site

Selon RPOA 2008, la ville de Cherchell (W. TIPAZA) situé dans une zone de forte sismicité (Zone III), L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important : route express). Donc le coefficient d'accélération de la zone prendre en compte est  $A=0.3$  (RPOA, tableau 3.1).

#### II.3.2.3. Température

La température maximale à Tipaza est en moyenne de  $23^{\circ}\text{C}$  sur l'année.

- Durant la saison d'été, a une moyenne de  $34^{\circ}\text{C}$ .
- En hiver la température moyenne est de  $14^{\circ}\text{C}$ .

### II.3.2.4. Précipitations

En termes de quantité de pluie tombée, novembre est le mois le plus pluvieux avec un cumul de 69 mm, à l'opposé de juillet qui connaît le niveau de précipitations le plus faible.

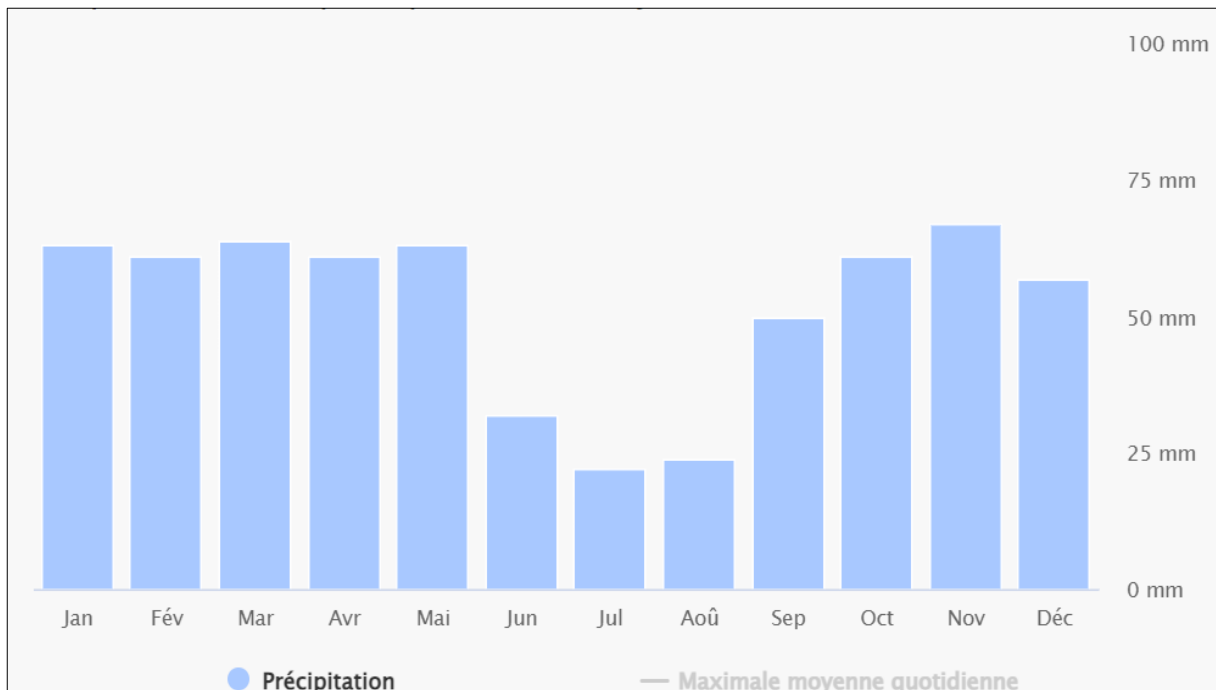


Figure.II. 5:Précipitation moyenne en Tipaza.

### II.3.2.5. Vent

Selon le RCPR l'effort de vent est fixé par :

- 125 Kg/m<sup>2</sup> a la phase de réalisation.
- 200 Kg/m<sup>2</sup> en service.

### II.3.2.6. Géotechnique

Les études géotechniques sont indispensables pour tout projet d'ouvrage d'art, car elles apportent les connaissances nécessaires sur les sols pour définir les fondations et la solution de franchissement optimales. Des reconnaissances du terrain permettent de déterminer la nature lithologique des terrains, le niveau de la nappe et les possibilités de fondation, des essais quantifient également les paramètres mécaniques, rhéologiques, de compacité et de perméabilité des sols. Ces données sont utilisées pour résoudre les problématiques de capacité portante, de tassement, de terrassement ou d'épuisement. Le positionnement des essais et leurs résultats sont documentés.

Deux sondages pressiométriques au niveau des deux culées sont réalisés et donne les résultats suivants :

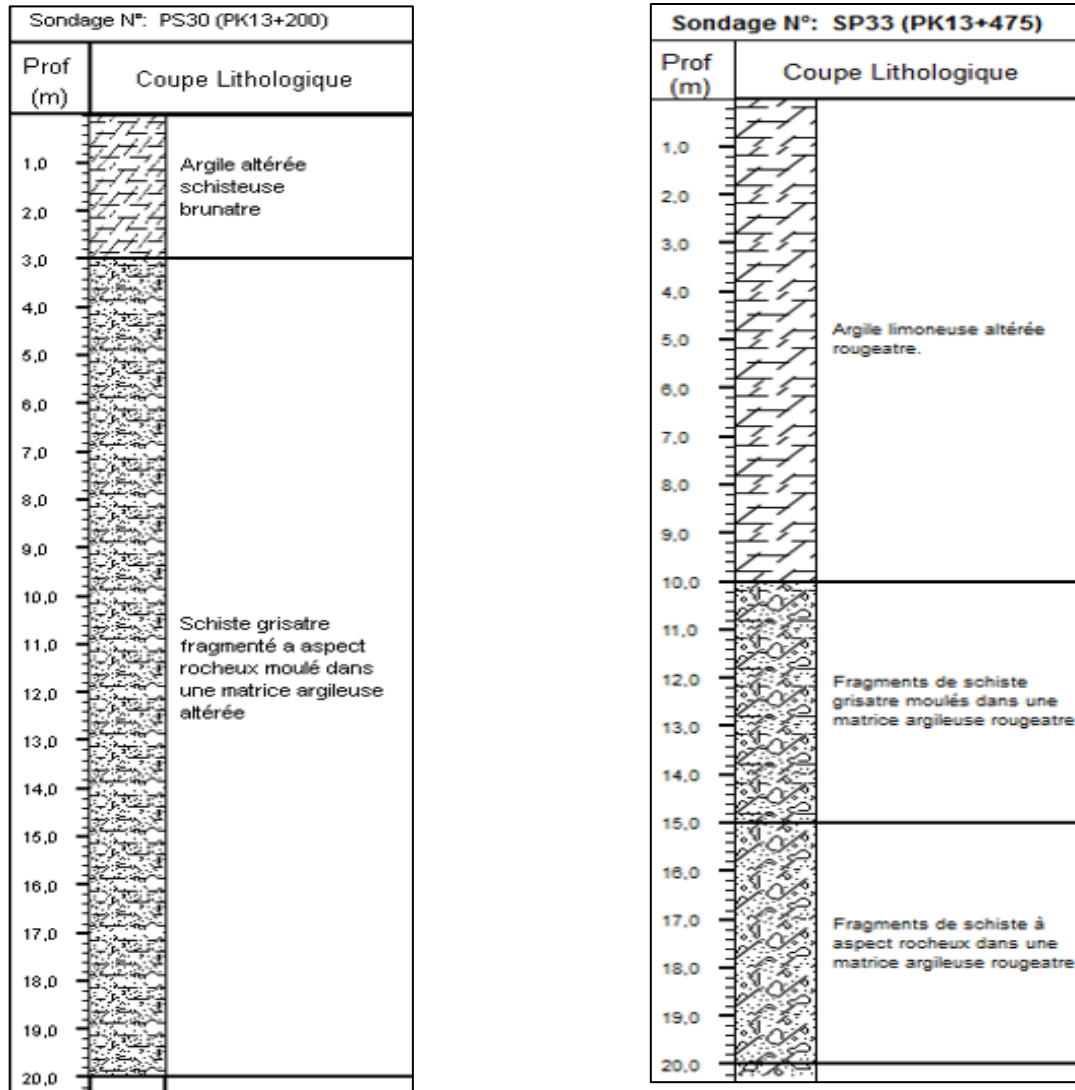


Figure.II. 6: Coupe géologique.

Selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes de la pression limite et du module pressiométrique, le sol a été classé dans la catégorie **S2 (site ferme)**. Les résultats sont donnés à l'Annexe A.

**II.4. Conclusion**

Avant de commencer l'étude d'un projet de pont, il est essentiel de rassembler toutes les données pertinentes concernant l'ouvrage lui-même (données techniques et fonctionnelles) ainsi que le site d'implantation. Cette description préliminaire s'appuie en partie sur les documents fournis par l'organisme d'accueil du stage.



**CONCEPTION ET  
PREDIMENSIONNEMENT**



### III.1. Introduction

La conception vise à déterminer le type d'ouvrage le plus économique et le mieux adapté pour répondre aux exigences requises. Pour ce faire, il est nécessaire de connaître l'ensemble des contraintes à respecter ainsi que l'ensemble des types d'ouvrages envisageables. La comparaison de ces deux ensembles permet d'identifier la ou les solutions qui semblent les plus appropriées au premier abord et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

### III.2. Choix de type de l'ouvrage

L'objectif est de déterminer le type de travail qui répondrait de manière optimale aux exigences techniques, financières et esthétiques, ainsi qu'aux limites préexistantes.

#### III.2.1. Critère de choix du type d'ouvrage

Pour notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées. Le choix optimal du type d'ouvrage dépend de plusieurs facteurs :

- La voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La méthode de construction du tablier.
- La disposition en plan : droits, courbe.
- Le bilan économique.
- L'esthétique.

### III.3. Démarche de conception

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude de détail de la solution retenue.

### III.4. Proposition des variantes

Trois variantes sont envisagées :

- Variante N°1 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension).
- Variante N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive Coulées sur Place.
- Variante N°3 : Pont Mixte à Bipoutres.

### III.4.1. Variante 01 : Pont a poutre précontrainte de type VIPP « Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension »

Les ouvrages à poutres préfabriquées de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures constituées de poutres précontraintes par post-tension, reliées entre elles par des entretoises, généralement au niveau des appuis. Ces ponts se caractérisent par des travées indépendantes, offrant ainsi la possibilité d'atteindre des portées importantes.

#### III.4.1.1. Conception longitudinale

Dans cette variante, nous proposons une conception longitudinale suivante :

- Nombre des travées : 08 travées.
- Longueur de travée : 34,95m.
- La hauteur max : 39 m.

#### III.4.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

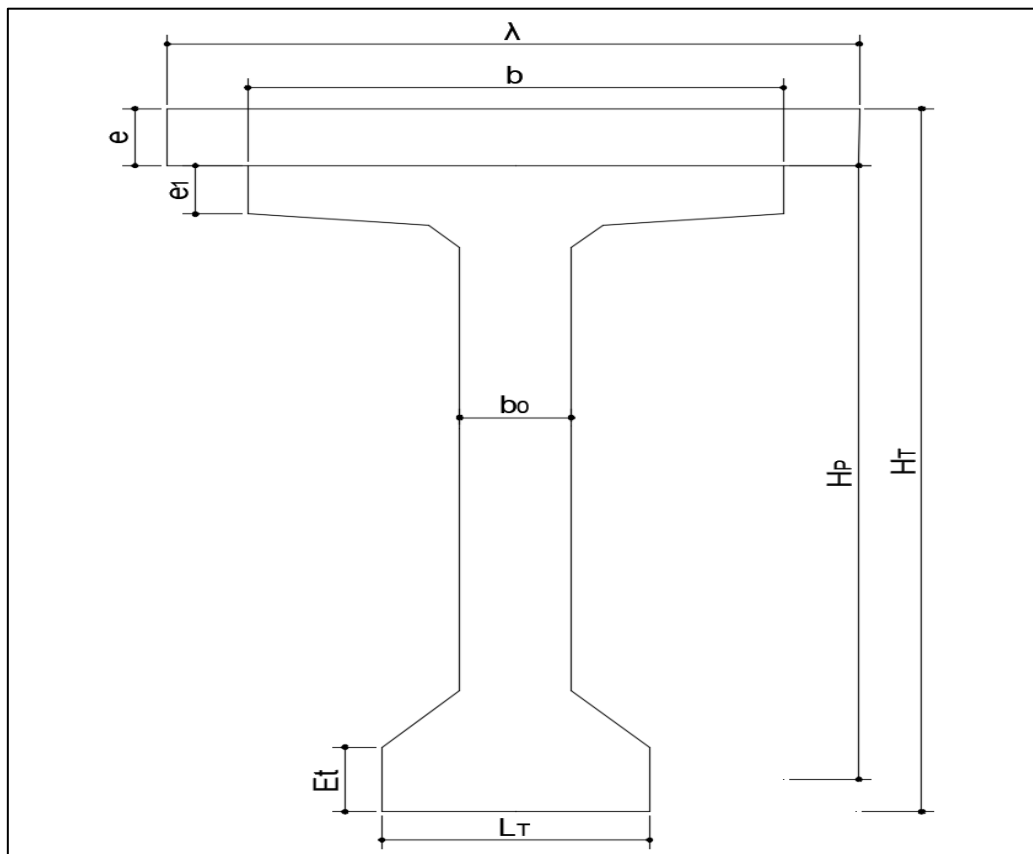
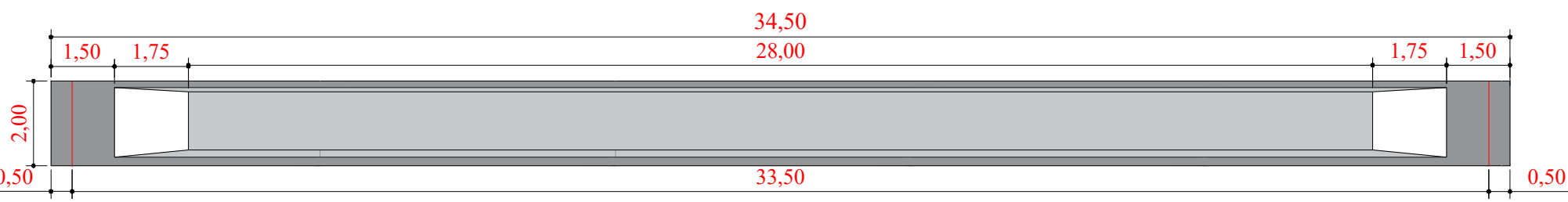


Figure.III. 1:Notation des dimensions.

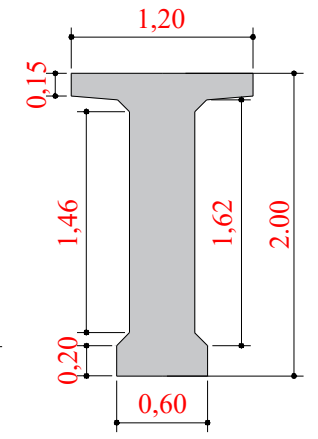
**Tableau.III. 1:Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.**

<b>Elément</b>	<b>Ration usuel</b>	<b>Valeur retenu</b>
<b>Longueur totale de la poutre</b>	25 – 40	34.50 m
<b>La hauteur totale du tablier</b>	/	2.25 m
<b>L'épaisseur de la dalle</b>	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
<b>Hauteur de la poutre</b>	$H_p = H_t - e$	2 m
<b>Entraxe des poutres</b>	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.65 m
<b>Nombre des poutres</b>	$N = L_a / \lambda + 1$	8
<b>La largeur de la table de compression</b>	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.20 m
<b>Épaisseur de la table de compression</b>	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
<b>La largeur du talon</b>	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
<b>Épaisseur du talon</b>	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
<b>Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée</b>	/	0.25 m
<b>Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about</b>	/	0.60 m

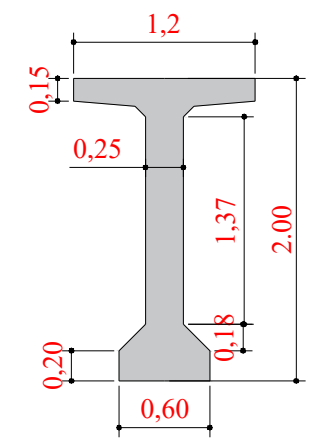
Vue en long de la poutre Ech: 1/125



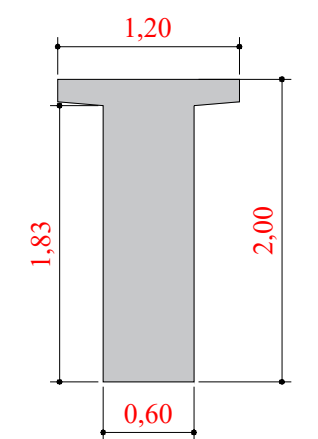
Section intermédiaire Ech :1/50



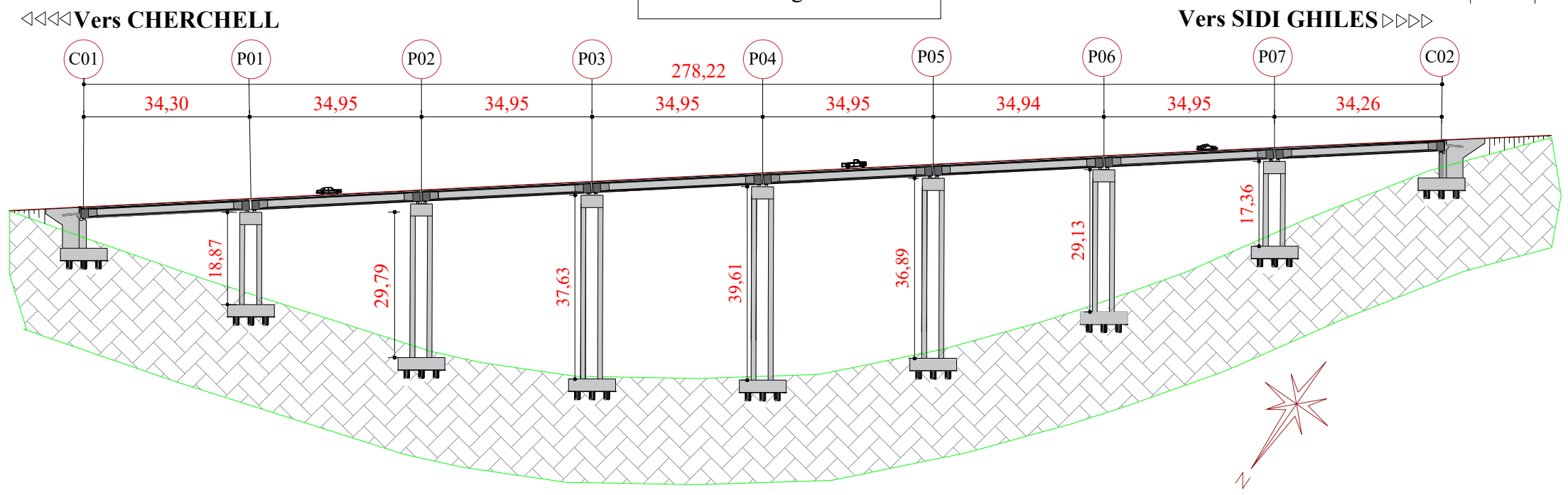
Section médiane Ech :1/50



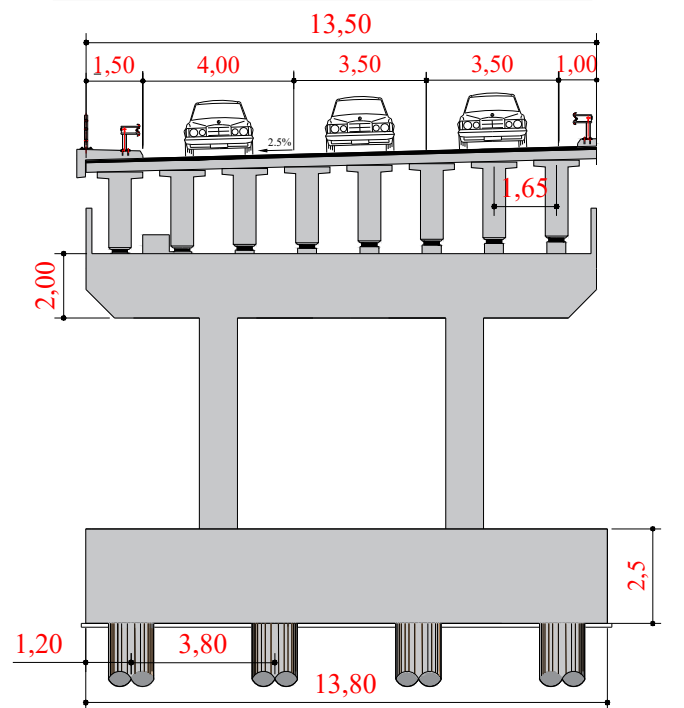
Section d'about Ech :1/50



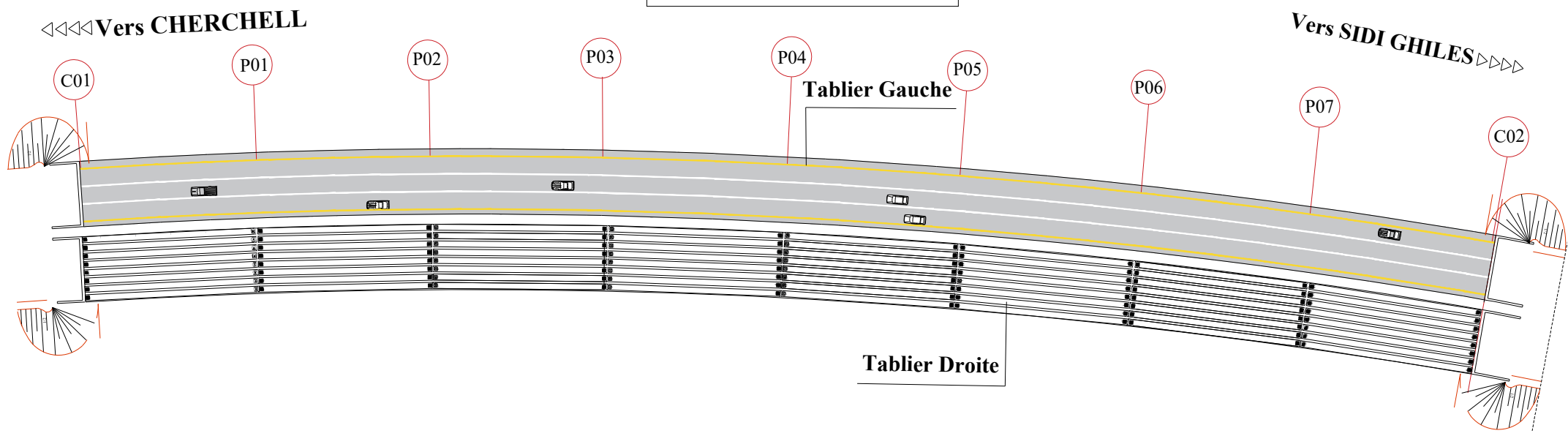
Profil en long Ech: 1/1100



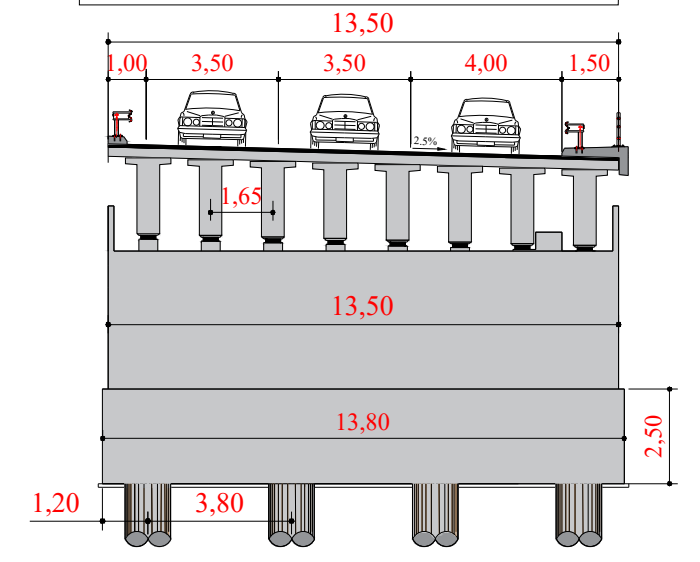
Coupe sur pile Ech: 1/175



Profil en plan Ech: 1/1100



Coupe sur culée Ech: 1/175



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : ( 023 ) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

**PROJET**  
 Conception et étude du viaduc V04 du PK13+200 au PK13+475 sur le contournement de la ville de Cherchell, W. Tipaza

**Variante N°2**  
 Pont à poutres précontraintes VIPP

**Réalisé par**  
 ABDESSELAMYENE Yahia  
 AFIANE Kamel

**page**  
 17

**Année universitaire**  
 2023\_2024

**III.4.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs coulé en place ».**

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Après bétonnage (voussoir coulé en place) ou pose (voussoir préfabriqué) d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

**III.4.2.1. Conception longitudinale**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs d'une hauteur variable de longueur totale de 279,6 m, Composé d'une travée principale de 126 m et deux travées de rive de 76,8 m.

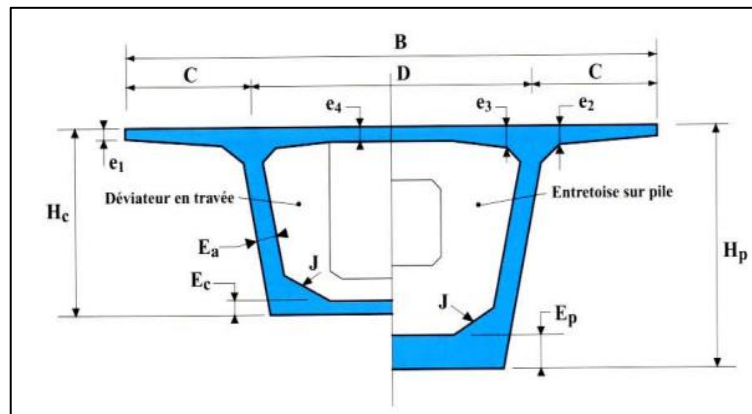
**III.4.2.2. Découpage des voussoirs**

**Tableau.III. 2: Découpages des voussoirs.**

Type de voussoirs	Ration usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	9 m	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m	2.6 m	3
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4.4 m	52
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	15.4 m	2

**III.4.2.3. Conception transversale**

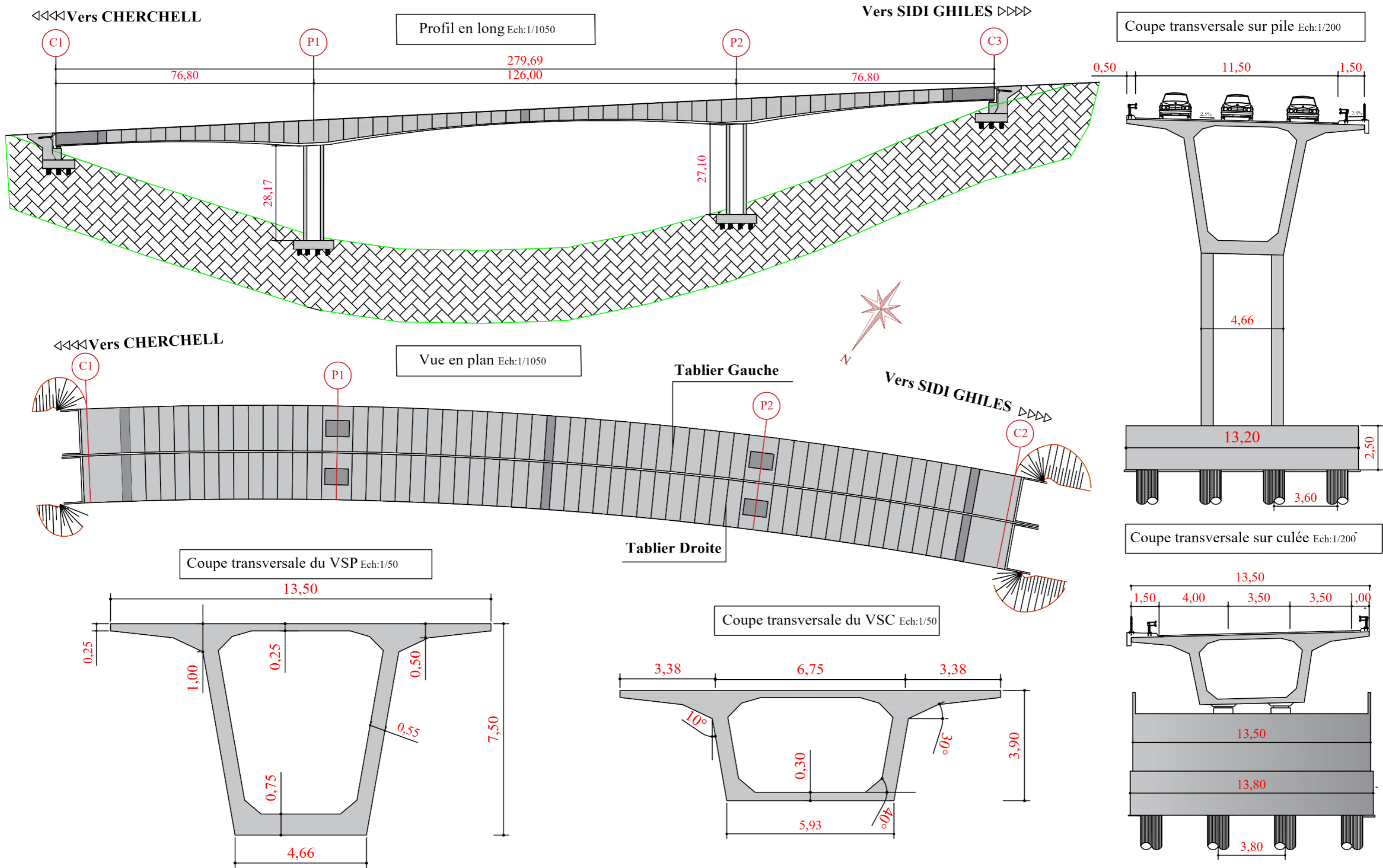
En basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003). Nous avons résumé le prédimensionnement des voussoirs « VSP et VC » dans le tableau suivant :



**Figure.III. 2: Notations des dimensions.**

Tableau.III. 3:Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	13.5 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	3.38 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	6.75 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.25 m
	e2	$C/7 \leq e2 \leq C/8$	0.50 m
	e3	$e3 = 10 + D/25$ avec ( $e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$ )	0.45 m
	e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0.25 m
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2 \times (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	L/16 a L/18	7.50 m
	à clef	L/30 a L/35	3.90 m
Epaisseur de l'âme		$Ea > 0.26 + L/500$	0.55 m
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	Ep 35 à 80 cm	0.75 m
	A clef	$Ec > 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	0.30 m



**III.4.3. Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre »**

Consiste à une dalle en béton arme coulée sur chantier et connectée par des goujons sur deux poutres principales en I. Ces poutres en I sont contreventées par des entretoises tous les 6 à 10 mètres.

**III.4.3.1. Conception longitudinale**

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 76.8m de longueur et deux travées de rives de 61.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 276.6 m.

**III.4.3.2. Conception transversale**

Le tablier n'est pas très large ( $L < 13$  à  $14$  m), on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elle par des entretoises.

Les entretoises sont espacées de 7 à 8 m.

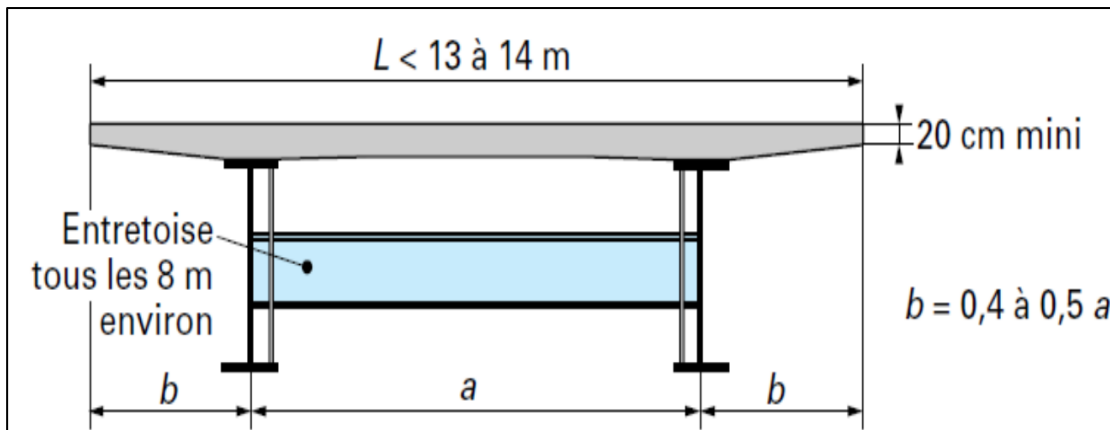


Figure.III. 3: Schéma d'un bipoutre à entretoise.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L$  donc  $a=7,4 \text{ m}$  et  $b= 3 \text{ m}$ .

❖ **Conception des poutres principales**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité **S355 N**, La poutre est de forme I. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

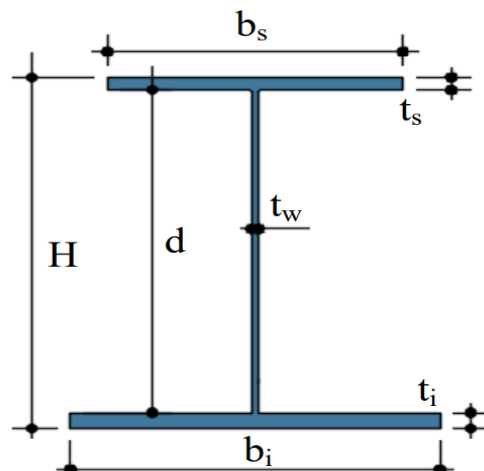


Figure.III. 4:Notation des dimensions de la poutre.

Tableau.III. 4:Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément		Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur sur pile		$H = X/24$	3200
Hauteur des poutres à mi travée		$H=X/ 36$	2150
Entraxe des poutres		$L = \text{environ } 0,55 \text{ LT}$	7500
Largeur des semelles inf. Binf		$(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125})(0.92 + \frac{LT}{150})$	1250
Largeur des semelles sup. Bsup		$Binf - 0,150$ pour un tablier à trois voies	1100
Entretoises courantes		Profils IPE500 à IPE700 ou équivalents	IPE600
Épaisseur de la dalle	au droit des poutres principales	$0.3 + \frac{(LT - L)}{26}$	350
	au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	260
Epaisseur de la semelle inférieure		$20 \leq t_i \leq 150$	60

X : La longueur de la travée principale.

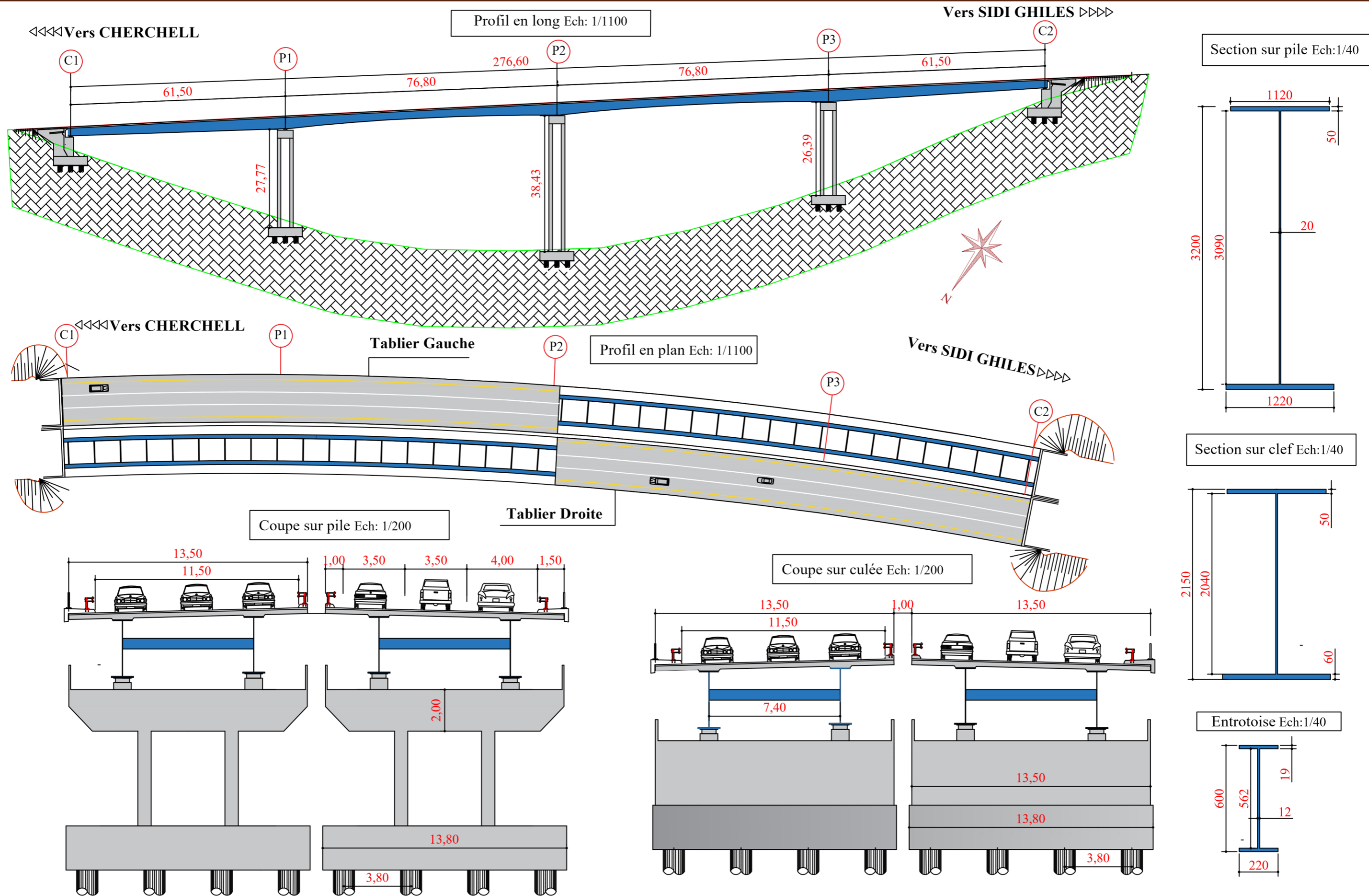
### III.4.3.3. Conception des entretoises

Les deux poutres principales sont reliées par des entretoises. Nous avons une gamme de choix entre IPE500 et IPE700.

On a choisir **IPE600** avec un espacement de **7,4 m**, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III. 5:Caractéristique d'un IPE600.

Elément	Dimension (mm)
Hauteur de l'entretoise	562
Epaisseur de l'âme $t_w$	12
Largeur de la semelle $b$	19
Epaisseur de la semelle $t_f$	220



III.5. Analyse multicritère

Var	Avantages	Inconvénients
Pont à poutres précontraintes de type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le chevauchement de la préfabrication des poutres avec l'exécution des travaux de fondation permet de réduire les délais globaux du chantier.</li> <li>Leur fonctionnement isostatique implique une insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Une augmentation excessive du nombre d'appuis nuit à l'esthétique de l'ouvrage et engendre une élévation du coût global de construction</li> <li>La difficulté de franchir en courbe</li> <li>La multiplication des appareils d'appuis et des joints de chaussée.</li> </ul>
Pont Mixte Bipoutre	<ul style="list-style-type: none"> <li>La rapidité de l'exécution.</li> <li>La capacité de franchir des grandes portées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La demande d'une main-d'œuvre qualifiée</li> <li>Entretien périodique</li> <li>Sensibilité au gradient thermique</li> <li>Les phénomènes de fatigue dans les zones d'assemblage, et la corrosion d'acier.</li> </ul>
Pont voussoirs en béton précontraint	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cette méthode permet d'atteindre des portées plus grandes, réduisant ainsi le nombre de piles nécessaires.</li> <li>Traverser des vallées extrêmement profondes</li> <li>La facilité de franchir en courbe</li> <li>Réduction et meilleure utilisation des coffrages.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le poids très important.</li> <li>L'exécution requiert une main-d'œuvre qualifiée, notamment pour la pose des gaines et la mise</li> <li>En tension des câbles de précontrainte.</li> <li>La difficulté de coulage sur place</li> </ul>

• Devis estimatifs

Variante	A poutres	Voussoir	Mixte
Cout/m <sup>2</sup> (DA)	350 000	450 000	420 000
S(m <sup>2</sup> )	3780	3780	3780
Cout totale (DA)	1 323 000 000	1 700 100 000	1 587 600 000

III.6. Conclusion

Après l'analyse multicritères, la solution la plus avantageuse est la variante n°2 (**pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs**) car elle présente un nombre d'appuis acceptable, est mieux adaptée à un tracé courbe et est la plus esthétique.



**CHARGES ET HYPOTHESES  
DE CALCUL**



### IV.1. Introduction

Ce chapitre se concentre sur le calcul des charges et des surcharges que le pont doit supporter en raison de sa fonction de support. Il est crucial de considérer les actions appliquées à un ouvrage, qui peuvent être permanentes ou variables.

Avant de commencer l'étude de ces charges, il est nécessaire de définir certaines notions préliminaires afin de fournir les bases nécessaires pour la suite de l'analyse, afin que l'ouvrage conserve son intégrité pendant la phase de service et puisse supporter diverses charges telles que la surcharge routière, les superstructures et les surcharges de trottoirs, y compris son propre poids en phase finale.

### IV.2. Normes et règles de calculs

- **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.
- **Règles B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

### IV.3. Caractéristique des matériaux

#### IV.3.1. Béton

- Module d'Young instantané :  $E_{i,j} = 11\,000 \times f_{c,j}^{1/3}$ .
- Module d'Young long-terme :  $E_{v,j} = 3\,700 \times f_{c,j}^{1/3}$ .
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0.2$ .
- Module de cisaillement :  $G = E/(2(1+\nu))$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 1.10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .
- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c,j} = j/(4.76 + 0.83j) f_{c28}$ .
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t,j} = 0,6 + 0,06 \times f_{c,j}$ .
- 

Tableau.IV. 1:Les caractéristiques du béton.

Elément structurel	Superstructure	Infrastructure
Classe (MPa)	40	30
Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	25	25
$f_{c,28}$ (MPa)	40.00	30.00
$f_{t,28}$ (MPa)	3.00	2.00
$E_{i,28}$ (MPa)	37 600	34 200
$E_{v,28}$ (MPa)	12 600	11 500

**IV.3.2. Acier**

**IV.3.2.1. Armatures passives à haute adhérence**

**Tableau.IV. 2:Les caractéristiques de l'acier à haute adhérence.**

<b>La nuance des barres</b>	Fe E500
<b>Diamètre <math>\Phi</math> (mm)</b>	6 à 40 mm
<b>Limite élastique des armatures (MPa)</b>	$f_e = 500$
<b>Module d'élasticité (MPa)</b>	$E_s = 200\ 000$
<b>Enrobage minimale (mm)</b>	$c = 40$

**IV.3.2.2. . Armatures de précontraintes**

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 19T15s de classe 1860 MPa à Très Basse Relaxation (TBR).

**Tableau.IV. 3:Les caractéristiques des câbles de précontrainte.**

<b>Type</b>	T15s
<b>Section</b>	150 mm <sup>2</sup>
<b>Résistance ultime</b>	$f_{prg}=1860$ MPa
<b>Limite conventionnelle d'élasticité à 0.1%</b>	$f_{peg}=1674$ MPa
<b>Module de déformation</b>	$E=195\ 000$ MPa
<b>Relaxation à 1000 heures</b>	$\rho_{1000} = 2,5$ %
<b>Rentrée d'ancrage à la mise en tension</b>	$g = 6$ mm
<b>Frottement</b>	$\mu = 0.19$ rad <sup>-1</sup>
<b>Festonnage</b>	$k = 0.007$ rad/m

**IV.3.3. Contraintes admissibles**

**IV.3.3.1. Contrainte admissible à la compression de Béton**

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

Le coefficient  $\theta$  est fixé en fonction de la durée d'application d'actions considérée :

- $\theta = 1.0$  lorsque la durée  $t > 24h$ .
- $\theta = 0.9$  lorsque la durée  $1h < t < 24h$ .
- $\theta = 0.85$  lorsque la durée  $t < 1h$ .

Le coefficient de sécurité ( $\gamma_b$ )

- Combinaisons fondamentales  $\gamma_b = 1,50$
- Combinaisons accidentelles (séisme)  $\gamma_b = 1,30$
- Combinaisons accidentelles (hors séisme)  $\gamma_b = 1,15$

Tableau.IV. 4:Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_b = 1.5$	26.70	20.00
		$\gamma_b = 1.3$	30.77	23.08
ELS	$f_{bc}(\text{MPa})$		24.00	18.00

IV.3.3.2. Contrainte limite de traction des aciers

Tableau.IV. 5:Contraintes admissibles de traction des armateurs passives.

Etat		Formule	Contrainte de traction limite $\bar{\sigma}_s$
ELS		$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e, \max (0.5 f_e, 110. f_{t,j})]$	250 MPa
Elu	Fondamental	$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	435 MPa
	Accidentel	$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	500 MPa

IV.3.3.1. Classe de justification de la précontrainte

Classe II : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

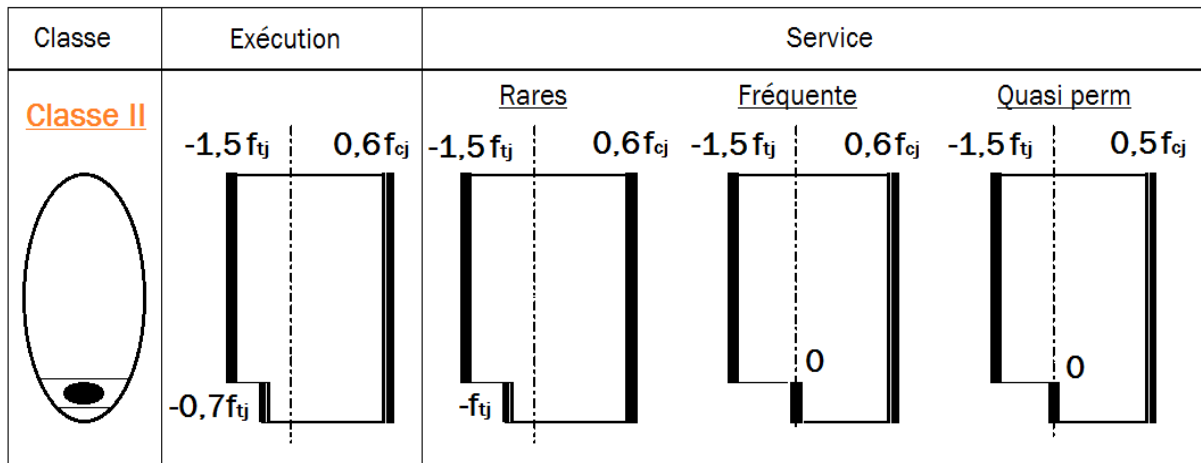


Figure.IV. 1:Limitation des contraintes dans les sections en BP.

### IV.4. Caractéristiques du pont

#### Largeur totale :

C'est la largeur totale du voussoir.

$$L_t = 13.5 \text{ m}$$

#### Largeur roulable

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

$$L_r = 11.5 \text{ m}$$

#### Largeur chargeable :

En retirant une bande de 0,50 m de chaque retenue (glissière ou barrière) existante.

$$L_c = L_r - (2 \times 0,5)$$

$$L_c = 10.5 \text{ m}$$

#### Nombre de voies :

C'est la partie entière quotient par 3 de la largeur chargeable  $L_c$  en mètres.

$$N = \text{int}(L_c/3)$$

$$N = 3 \text{ voies}$$

#### Largeur réelle d'une voie (V) :

C'est la largeur chargeable divisé par les nombres de voies.

$$V = L_c/n$$

$$V = 3.5 \text{ m.}$$

#### Classe des ponts :

Les pont routes sont rangés en 3 classes selon la largeur roulable et leur destination.

**Tableau.IV. 6: Classe de pont selon la largeur roulable.**

Classe	Largeur roulable ( $L_r$ )
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$5,5 < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

- $L_r \geq 7 \text{ m}$  Pont de 1ère classe.

**IV.5. Evaluation des actions**

**IV.5.1. Evaluation des actions hors trafic**

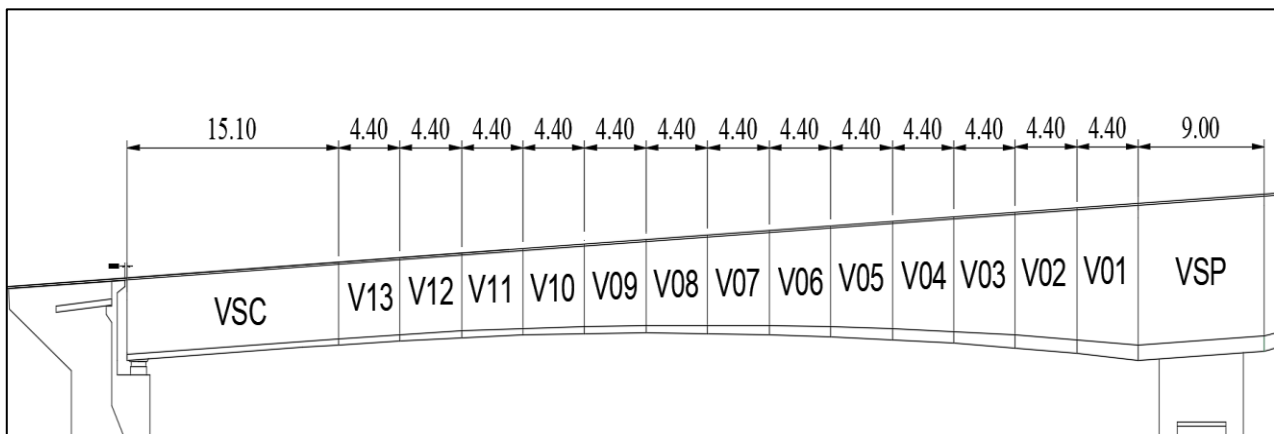
**IV.5.1.1. Actions permanentes**

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

**Tableau.IV. 7:Estimation du poids dû aux CCP.**

Elément	Densité	Surface	Poids	Poids
	(KN/m3)	(m <sup>2</sup> )	(KN/ml)	(KN)
Revêtement	24	0.9200	22.08	6,173.57
Barrières de sécurité	/	/	1.20	363.48
Garde de corps	/	/	0.35	97.86
Trottoirs	25	0.4500	11.25	3,145.50
Corniche	25	0.1050	2.63	733.95
<b>Total (KN)</b>				<b>10486.39</b>

❖ **Poids des voussoirs :**



**Figure.IV. 2:Découpage des voussoirs.**

**Tableau.IV. 8:Poids du tablier voussoirs.**

NV	X(m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	L (m)	V (m3)	P (kn)
VSP	0.00	16.65	9.00	149.85	3746.25
V1	2.20	16.29	4.40	71.67	1791.90
V2	6.60	15.58	4.40	68.55	1713.80
V3	11.00	14.93	4.40	65.69	1642.30
V4	15.40	14.34	4.40	63.09	1577.49
V5	19.80	13.75	4.40	60.50	1512.56
V6	24.20	13.23	4.40	58.21	1455.31
V7	28.60	12.78	4.40	56.23	1405.80
V8	33.00	12.39	4.40	54.51	1362.90
V9	37.40	12.03	4.40	52.93	1323.31
V10	41.80	11.75	4.40	51.70	1292.52
V11	46.20	11.54	4.40	50.77	1269.40
V12	50.60	11.41	4.40	50.20	1255.12
V13	55.00	11.35	4.40	49.94	1248.50
VC	57.60	11.33	2.60	29.45	736.45
VSC	70.10	11.33	12.50	141.62	3540.62
<b>Poids d'un demi-fléau</b>					21092.05
<b>Poids totaux des voussoirs</b>					92185.90

**Tableau.IV. 9:Poids total du tablier.**

<b>G<sub>pp</sub>(KN)</b>	92185.90
<b>G<sub>CCP</sub>(KN)</b>	10486.39
<b>G(KN)</b>	102672.30

**IV.5.1.2. Les cas de chargement :**

Les différents cas de chargements disponibles pour notre pont se résume par :

- Cas 01 : une seule travée de rive chargée.
- Cas 02 : les deux travées de rives sont chargées.
- Cas 03 : une seule travée de rive et la poutre principale sont chargées.
- Cas 04 : le pont est totalement chargé.

**IV.5.2. Evaluation des actions dues au trafic**

**IV.5.2.1. Système de charge A(l)**

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L + 12}$$

$$A_1 = \max \begin{cases} 4 - 0.002 L \text{ (KN/m}^2\text{)} \\ a_1 A(l) \end{cases}$$

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

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient **a2 = v0 /Lv**

La charge **A2 =A= a2 A1** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

**Tableau.IV. 10:Coefficient a1.**

Classe du pont	Nombre de voies charges				
	1	2	3	4	5
<b>1</b>	1	1	0.9	0.75	0.75
<b>2</b>	1	0.9	-	-	-
<b>3</b>	0.9	0.8	-	-	-

**Tableau.IV. 11:Résultats.**

<b>Classe de pont</b>	1	
<b>V0</b>	3.5	
<b>a1</b>	1	<b>0.9</b>
<b>a2</b>	1.00	

Les différentes valeurs de A (l) sont données par le tableau suivant :

**Tableau.IV. 12: Valeurs de A(l).**

L(m)	Cas de charge	A <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		A <sub>2</sub> (KN/ml)		
	Nombre de voie	1 ou 2	3	1	2	3
76.8	<b>Cas 1</b>	6.35	5.71	22.24	44.48	66.72
153.6	<b>Cas 2</b>	4.47	4.02	15.65	31.30	46.95
126	<b>Cas 3</b>	4.90	4.41	17.18	34.36	51.54
202.8	<b>Cas 4</b>	3.97	3.57	13.91	27.82	41.73
279.6	<b>Cas 5</b>	3.53	3.18	12.37	24.74	37.11

### IV.5.2.2. Système de charge B

En fonction de la catégorie du pont et du nombre de voies prises en compte, il est crucial d'effectuer une analyse distincte des effets de trois systèmes de charge : Bc avec des camions types, Br avec une charge concentrée sur une roue isolée, et Bt avec des tandems à deux essieux adjacents.

#### ❖ Système de charge BC

Un chemin type du système BC comportant trois essieux, avec les caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 30 tonnes
- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 tonnes.
- Masse portée par l'essieu avant : 06 tonnes.
- Distance entre les essieux arrière : 1,5 mètres.
- Distance des essieux avant au premier essieu arrière : 4,5 mètres.
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu : 2 mètres.

**Dans le sens longitudinal** : le nombre de camion par files est limité à deux, La distance de deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

**Dans le sens transversal** : le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

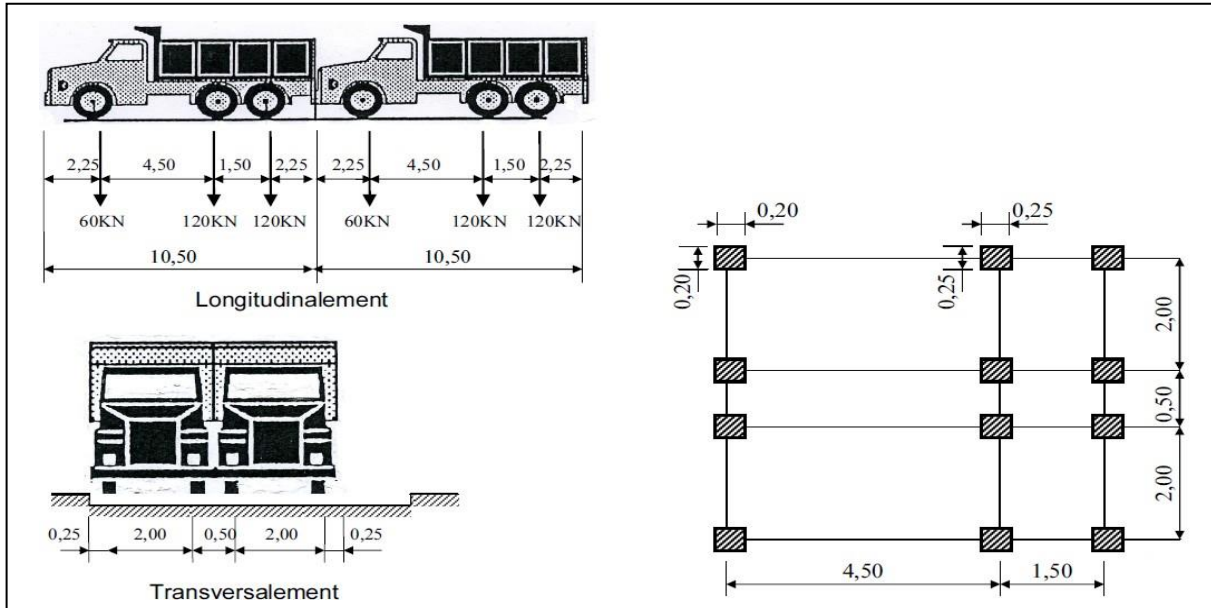


Figure.IV. 3:Système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs Des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc.

Tableau.IV. 13:Les valeurs de BC.

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

❖ Application numérique :

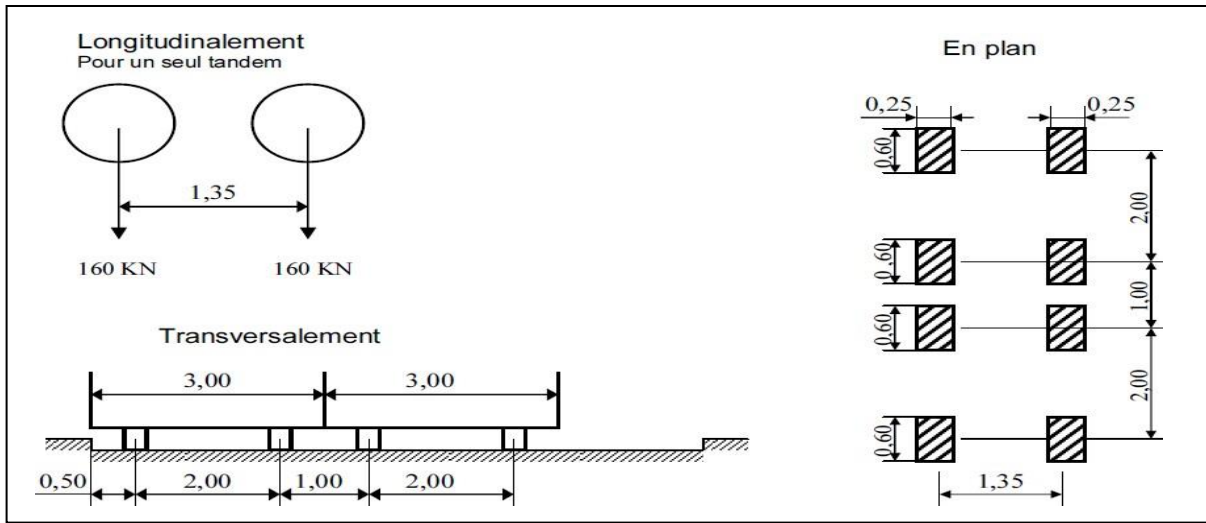
Tableau.IV. 14:Valeurs de BC.

Nbr de voie	Bc (kn)	bc	Bc x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

❖ **Système de charges Bt:**

Le système Bt comprend deux essieux tandems à roues simples munies de pneumatiques, répartie sur une surface d'impact rectangulaire de 0,60 m en largeur et 0,25 m en longueur par roue.

- Masse totale : 32 t
- Charge portée par chaque essieu : 160 t
- Distance entre les deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m



**Figure.IV. 4: Systeme de charge Bt.**

**Tableau.IV. 15: Les valeurs de  $b_t$ .**

	$b_t$
<b>Première classe</b>	1.2
<b>Deuxième classe</b>	1

❖ **Application numérique :**

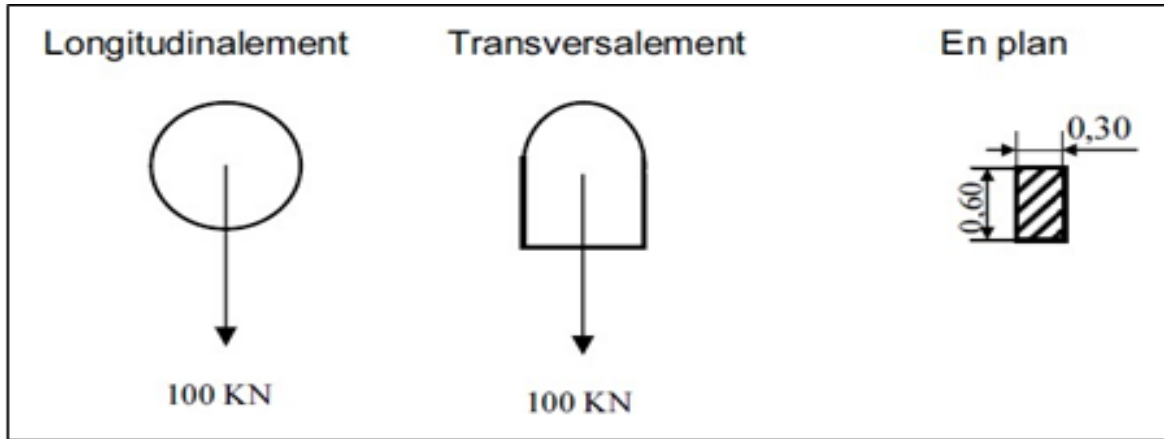
**Tableau.IV. 16: Valeurs de Bt.**

Nbr de voie	Bt( KN)	$b_t$	$B_t \times b_t$ (kN)
<b>1</b>	320	1.2	384
<b>2 ou 3</b>	640	1.2	768

❖ **Système de charges Br :**

Une roue isolée qui porte une charge de 100 KN.

➤ Surface d'impact sur la chaussée : 0.6 m×0.3



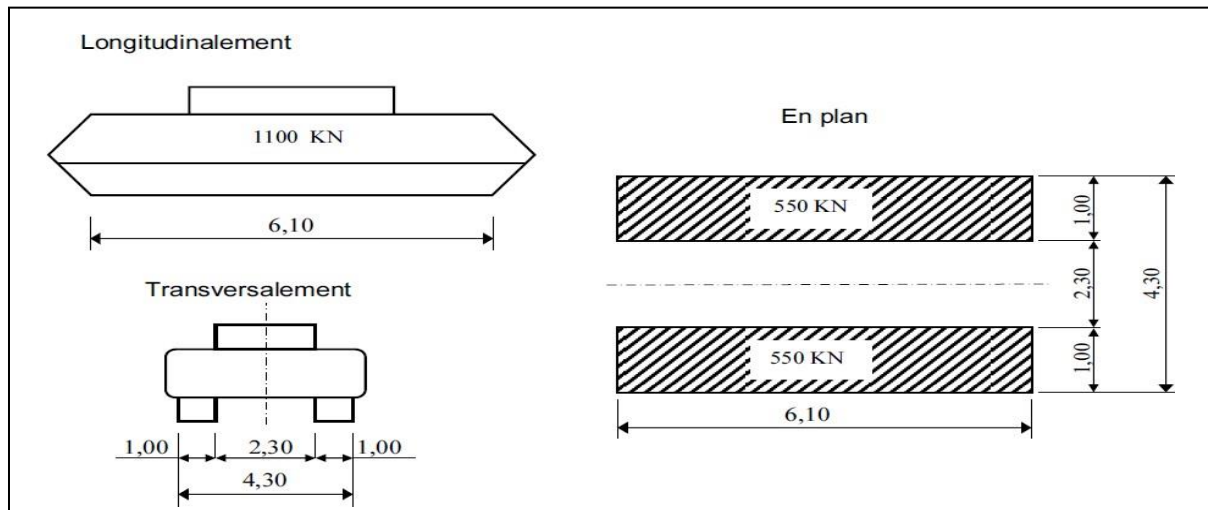
**Figure.IV. 5: Système de chargement Br.**

**IV.5.2.3. Charges militaires Mc 120**

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars est limité par un espacement de 30.5 m.



**Figure.IV. 6: Convoi de charge Mc 120.**

### III.1.1.1. Charges exceptionnelles D240

Avec un poids total de 2400 kN, ce convoi, comprenant une remorque de trois éléments avec quatre lignes à deux essieux, doit être supporté par le pont. Il est à noter que ce dernier circule seul, que ce soit longitudinalement ou transversalement, indépendamment des dimensions en largeur et en longueur du pont.

- Rectangle uniformément chargé : 18.6 m × 3.6 m
- Le poids par mètre linéaire : 12,9 t/ml.

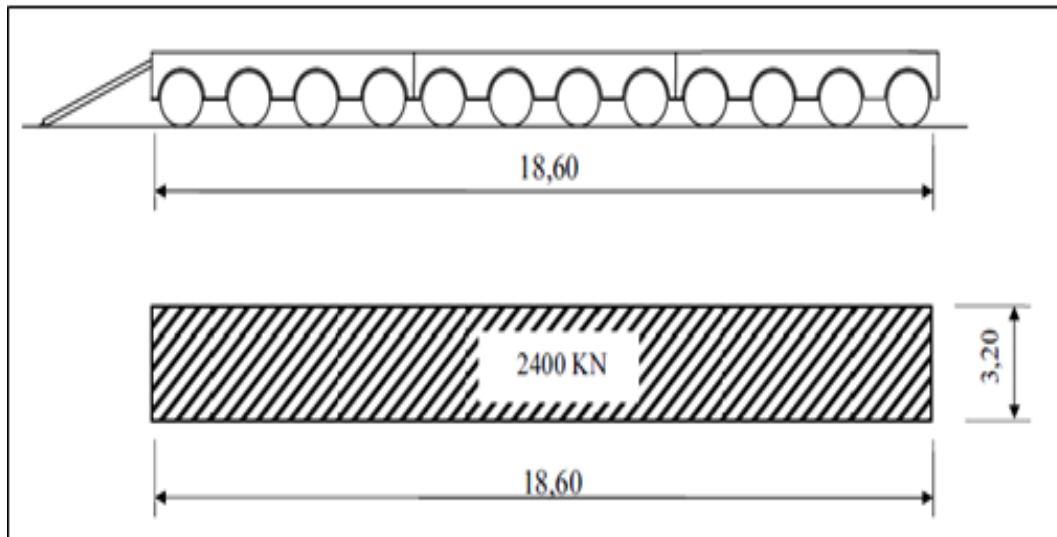


Figure.IV. 7:Convoi exceptionnel D240.

#### ❖ Remarque :

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique parce qu'il circule avec une vitesse très petite.

#### IV.5.2.4. Coefficient de majoration dynamique $\delta$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 1.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

**L** : portée de la travée considérée.

**G** : charge permanente.

**S** : sa surcharge maximale.

❖ **Application numérique :**

**Tableau.IV. 17:Coefficient de majoration dynamique.**

	S	1710	768	100	1100	
Cas de charge	L(m)	G(KN)	Bc	Bt	Br	Mc120
Cas 1	76.8	27 881.284	1.034	1.029	1.025	1.030
Cas 2	153.6	55 762.568	1.017	1.015	1.013	1.016
Cas 3	126	46 655.480	1.021	1.018	1.016	1.019
Cas 4	202.8	74 536.764	1.013	1.011	1.010	1.012
Cas 5	279.6	102 418.04	1.010	1.008	1.007	1.009

**IV.5.2.5. Efforts de freinage**

**Système de charge Bc :**

Le coefficient de freinage (Bc) a la capacité de produire une force de freinage équivalente à son propre poids **36 t**.

**Système de charge A :**

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

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

**A :** valeur de la charge AL.

**Tableau.IV. 18:L'effort de freinage F(KN) de système A.**

Cas de charge	L(m)	A2(KN/m <sup>2</sup> )		F(KN)		
		1 ou 2	3	1	2	3
N voie		1 ou 2	3	1	2	3
Cas 1	76.8	6.354	5.719	81.562	156.110	202.061
Cas 2	153.6	4.474	4.027	109.918	202.429	253.228
Cas 3	126	4.909	4.418	100.482	187.528	237.299
Cas 4	202.8	3.976	3.578	125.516	226.056	277.559
Cas 5	279.6	3.535	3.181	147.659	257.646	308.473

**IV.5.2.6. Action thermique**

Pour la variation uniforme de température au nord d'Algérie le RCPR définit des températures extrêmes de +35°C et -15°C.

En supposant que la température de réalisation entre 10°C et 25°C, alors nous allons trouver que variation de température de +25°C et -40°C.

Le gradient thermique en phase de construction est de  $\pm 12^{\circ}\text{C}$  et en phase de service est de  $\pm 7^{\circ}\text{C}$ . (Tableau 3.2-RCPR).

### IV.6. Conclusion :

Le chapitre traite de l'évaluation des différentes charges et surcharges routières impactant l'ouvrage selon le RCPR. Afin de déterminer les sollicitations les plus réalistes pour notre ouvrage.



**ETUDE DE LA  
PRECONTRAINTE**



### V.1. Introduction

La précontrainte est une technique permettant de construire des ouvrages de grandes portées de manière sécuritaire et économique. Elle consiste à appliquer délibérément des efforts de compression sur les éléments en béton avant leur mise en service. Cela annule les futures contraintes de traction induites par les charges extérieures une fois en service. Ainsi comprimé, le béton peut travailler à des niveaux de tension plus élevés, réduisant le volume et le poids des éléments de structure.

### V.2. Les phases de réalisation du tablier

- Etape 1 : Réalisation des deux fléaux.
- Etape 2 : Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées.
- Etape 3 : Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre.
- Etape 4 : Clavage des deux fléaux au milieu de l'ouvrage.

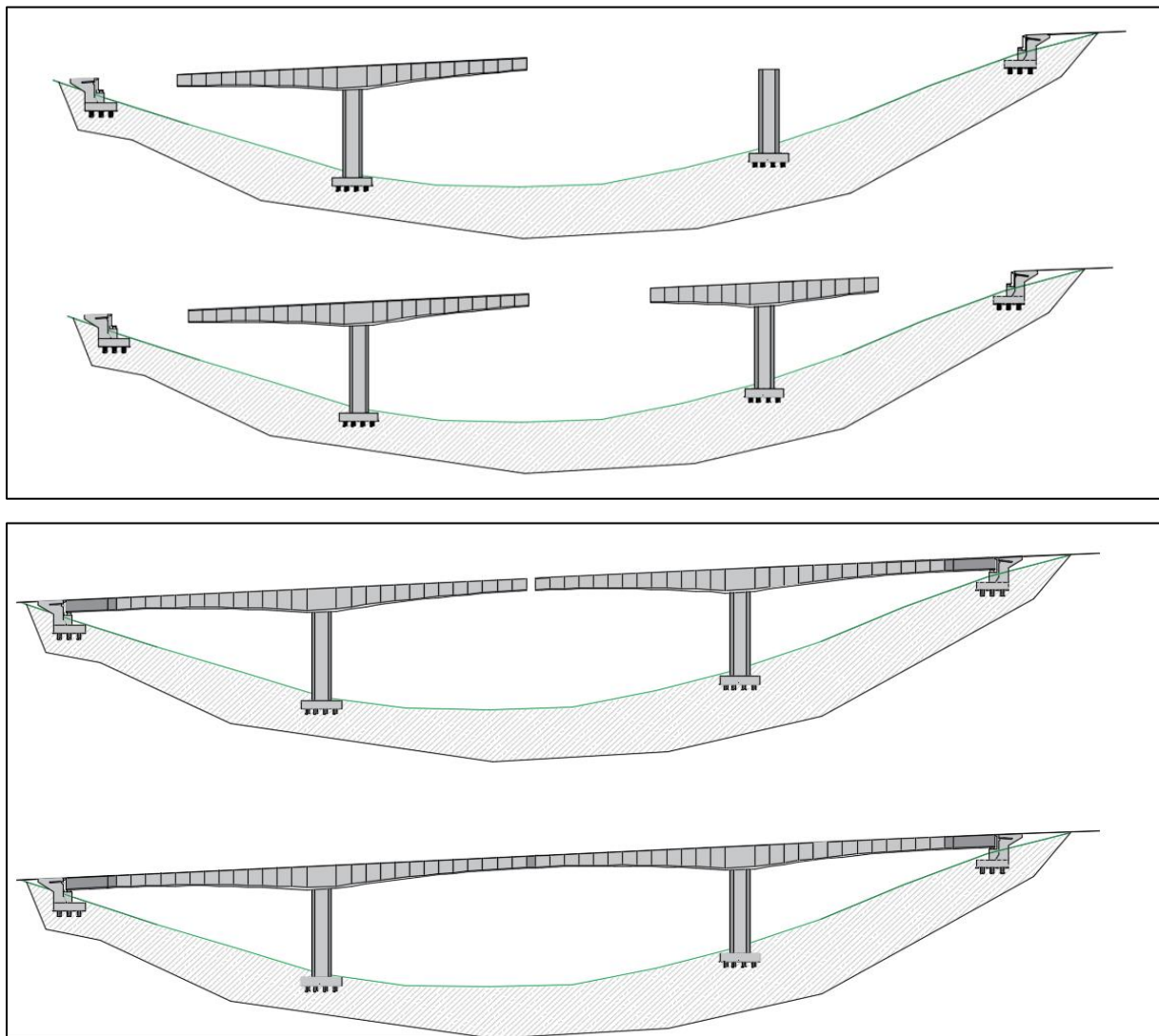


Figure.V. 1:Les phases de construction du tablier.

V.2.1. Les phases de construction du fléau

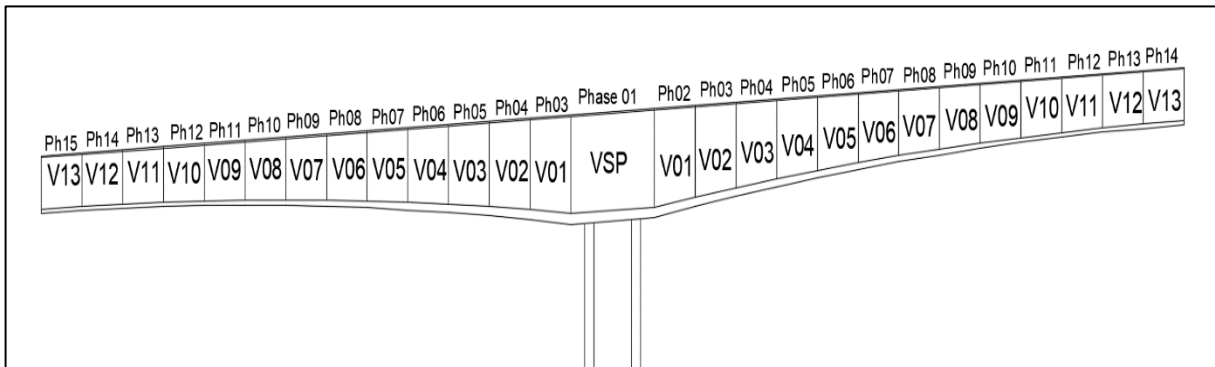


Figure.V.2:Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.3. Stabilité du fléau

Le choix de procédé de stabilisation des fléaux dépend en grand partie de la conception générale de l'ouvrage, le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif.

❖ Différents procédés des stabilisations des fléaux

- Clouage par précontraint.
- Palées provisoires.
- Câbles extérieurs.
- Encastrement de la pile.

Pour notre conception, nous avons des piles encastrées, alors selon le document SETRA (pont en béton précontraint encorbellement successifs 2003), il n'est pas nécessaire d'effectuer une étude de stabilité de fléau.

V.4. Etude de la précontrainte du fléau

V.4.1. Charges à prendre en compte

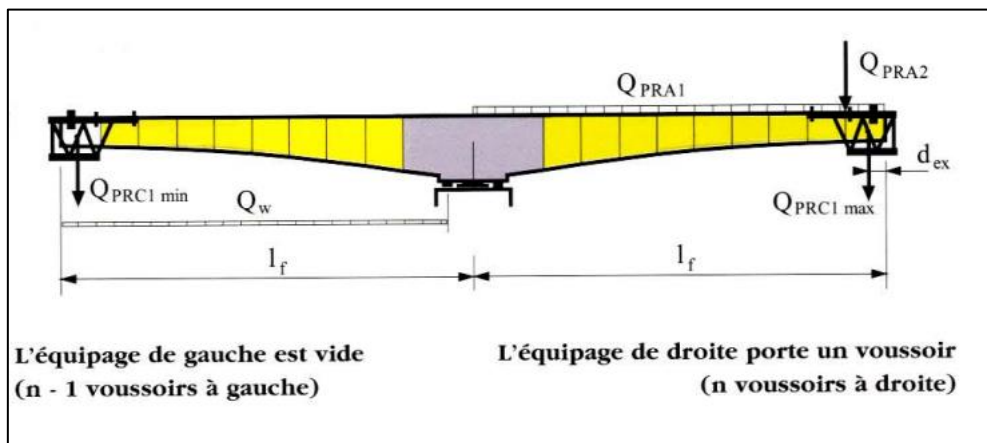


Figure.V.3:Les charges prendre en compte.

V.4.1.1. Poids propre du fléau

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % ( $G_{max}$ ), l'autre côté est minoré de 2% ( $G_{min}$ ).

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

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

**Tableau.V. 1:Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.**

Phase	G(KN)	Gmin(KN)	Gmax(KN)
Phase 1	1873.13	1835.66	1910.59
Phase 2	1873.13	1835.66	1910.59
Phase 3	3665.03	3591.72	3738.33
Phase 4	5378.83	5271.25	5486.40
Phase 5	7021.13	6880.70	7161.55
Phase 6	8598.53	8426.55	8770.50
Phase 7	10111.03	9908.80	10313.25
Phase 8	11566.33	11335.00	11797.66
Phase 9	12972.13	12712.68	13231.57
Phase 10	14335.03	14048.32	14621.73
Phase 11	15658.33	15345.16	15971.50
Phase 12	16950.83	16611.81	17289.84
Phase 13	18220.23	17855.82	18584.63
Phase 14	19475.33	19085.82	19864.84
Phase 15	20723.83	20309.35	21138.30

#### V.4.1.2. Charges de chantier connues

Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile QPRC1, correspond principalement à la moitié du poids du voussoir courant le plus lourd (V1).

Cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi- fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

- $QPRC1 \max = (PV1/2) \times 1.06 = 949.707 \text{KN}.$
- $QPRC1 \min = (PV1/2) \times 0.96 = 860.112 \text{KN}.$

#### V.4.1.3. Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires font référence au personnel et aux matériaux posés sur le fléau en construction. Ces charges sont générées par deux actions distinctes :

Une charge répartie de  $Q_{PRA} = 200 \text{N/m}^2$  sur un demi- fléau, cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

On a la largeur de tablier  $B = 13.5 \text{m}$  donc  $Q_{PRA1} = 2.7 \text{ KN/ml}.$

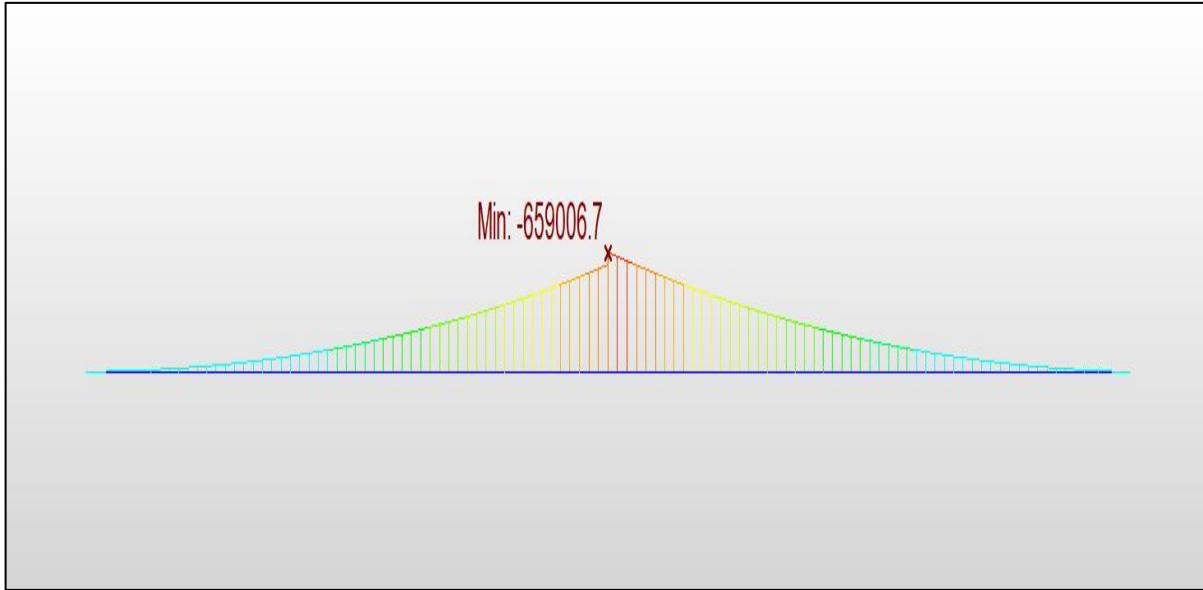
Une charge concentrée de  $(50+5b) \text{ KN}$  appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé :

$Q_{PRA2} = 117.5 \text{ KN/ml}.$

#### ❖ Combinaison de charge :

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.

La combinaison de charge à prendre : **G + QPRC1 max + QPRA1 + QPRA2.**



**Figure.V.4:Diagramme des moments sous la combinaison PREC.**

**V.4.2. Détermination du nombre des câbles du fléau**

Le nombre de câbles du fléau sont déterminer par la relation suivante :

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

**P** : force de précontrainte.

**P0** : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

**ΔP** : pertes de tension estimées à 25 %.

❖ **L'effort de la précontrainte P<sub>0</sub>** :

$$P_0 = \sigma_{P_0} \times S_{\text{cable 19T15s}}$$

❖ **L'effort de la précontrainte P** :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$$

Avec :

**M** : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

**S** : section droite du voussoir.

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

**e** : excentricité du câble par rapport au CDG de la section :  $e = v - d$ .

**I** : le moment d'inertie de la section.

## CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

❖ **Application numérique :** (on prend le cas où le moment est maximum).

$$A_p = 2850 \text{ mm}^2$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$I = 132.06 \text{ mm}^4$$

$$S = 16.65 \text{ m}^2$$

$$v = 3.25 \text{ m}$$

$$M = 659006.70 \text{ KN.m} \quad P = 118.96 \text{ MN} \quad \text{d'où } n \geq 37.40$$

On prend : **N= 38 câbles de 19T15s**

**Tableau.V. 2: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.**

	x (m)	M (kN.m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	n cable	N
<b>Axe VSP</b>	0.00	659006.70	3.25	132.06	16.65	3.10	118.96	37.40	38
<b>Fin VSP</b>	4.50	564599.30	3.25	132.06	16.65	3.10	101.92	32.05	38
<b>Fin V01</b>	8.90	480459.60	3.11	121.17	16.29	2.96	89.77	28.23	34
<b>Fin V02</b>	13.30	404013.20	2.86	100.07	15.58	2.71	81.52	25.63	30
<b>Fin V03</b>	17.70	334985.20	2.62	83.33	14.93	2.47	72.81	22.89	26
<b>Fin V04</b>	22.10	273059.70	2.40	69.34	14.34	2.25	64.02	20.13	22
<b>Fin V05</b>	26.50	217966.60	2.20	57.78	13.75	2.05	55.04	17.31	18
<b>Fin V06</b>	30.90	169430.10	2.03	48.39	13.23	1.88	46.01	14.47	16
<b>Fin V07</b>	35.30	127197.00	1.88	41.2	12.78	1.73	36.92	11.61	14
<b>Fin V08</b>	39.70	91086.60	1.76	35.52	12.39	1.61	28.12	8.84	12
<b>Fin V09</b>	44.10	60924.90	1.65	30.98	12.03	1.50	19.90	6.26	10
<b>Fin V10</b>	48.50	36569.10	1.56	27.61	11.75	1.41	12.54	3.94	8
<b>Fin V11</b>	52.90	17910.90	1.49	25.27	11.54	1.34	6.37	2.00	6
<b>Fin V12</b>	57.30	4867.00	1.46	23.82	11.41	1.31	1.77	0.56	4
<b>Fin V13</b>	61.70	0.00	1.44	23.18	11.35	1.29	0.00	0.00	2

Tableau.V. 3:Vérification du nombre de câbles du fléau au VSP pour chaque phase.

Phases	M(KN.m)	P(MN)	N <sup>bre</sup> câbles	N <sup>bre</sup> retenu
Phase 1	0.00	0.00	0	2
Phase 2	20848.82	3.76	1.18	4
Phase 3	41157.12	7.42	2.33	6
Phase 4	67403.30	12.16	3.82	8
Phase 5	99630.71	17.98	5.65	10
Phase 6	137845.40	24.88	7.82	12
Phase 7	182047.20	32.86	10.33	14
Phase 8	232492.60	41.97	13.19	16
Phase 9	288403.00	52.06	16.36	20
Phase 10	350555.60	63.28	19.89	22
Phase 11	418693.80	75.58	23.76	26
Phase 12	492820.20	88.96	27.97	30
Phase 13	572925.90	103.42	32.51	34
Phase 14	659006.70	118.96	37.40	38

#### V.4.2.1. Position et enrobage des câbles

Le respect de ces deux exigences :

- L'espacement entre conduits et l'enrobage.
- Garantit un bétonnage correct et une mise en précontrainte optimale sans problèmes d'interactions entre les câbles tendus.
- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles :  $eh \geq 2\Phi_g \leftrightarrow eh \geq 20 \text{ cm}$ .
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles :  $ev \geq 2\Phi_g \leftrightarrow ev \geq 20 \text{ cm}$ .
- L'enrobage :  $C = \max (3/4 a, \Phi_g, d)$  avec  $d = 4 \text{ cm}$ ,  $a = \Phi_g = 10 \text{ cm} \leftrightarrow C \geq 10 \text{ cm}$ .

#### V.4.2.2. Dispositions des ancrages

La précontrainte Freyssinet spécifie que les ancrages doivent être positionnés à une distance adéquate de la paroi du béton et séparés les uns des autres par un entraxe minimum.

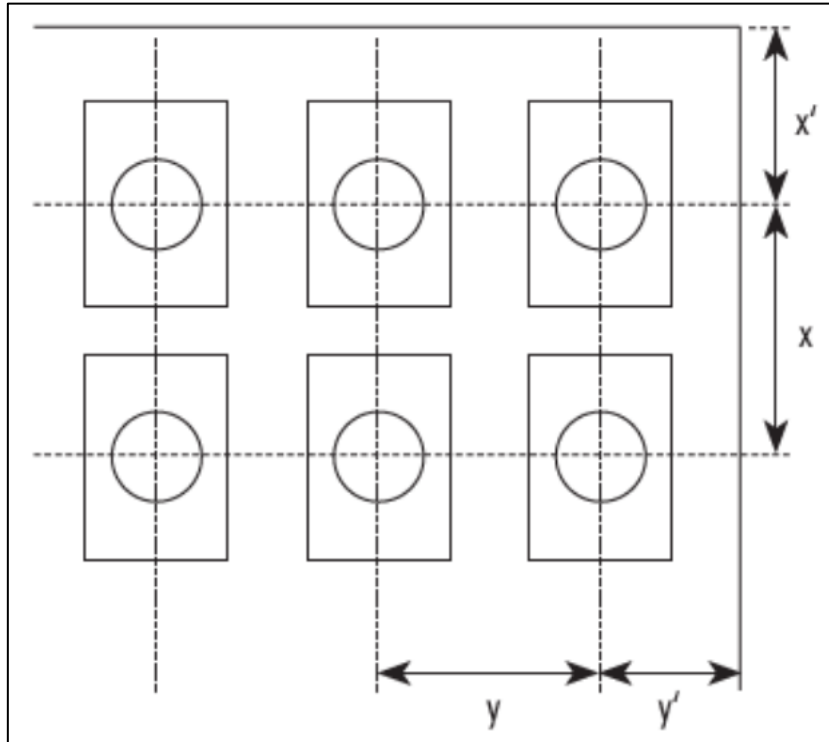
Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30 \text{ (mm)}$
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30 \text{ (mm)}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$
- $x \times y \geq a \times b$
- $x \geq 0,85 a$

- $y \geq 0,85 b$

Avec :

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque ( $A \geq B$ ).
- a, b : dimensions du prisme d'essai ( $a \geq b$ ).



**Figure.V.5:Dispositions des ancrages selon Freyssinet.**

Les valeurs a et b sont données dans les tableaux ci-dessous, pour trois différentes classes de résistances du béton  $f_{cm0}$ .

$$f_{cm0} = f_{cj} + 8 \text{ MPa}$$

- $f_{cj} = f_{c2}$  pour ancrage des câbles de fléau.
- $f_{cj} = f_{c28}$  pour ancrage des câbles de continuité.

**Tableau.V. 4:Distances a et b.**

Unité	a=b (mm)		
	$f_{cm0}$ (MPa)		
	24	44	60
<b>19T15 s</b>	530	400	380

Application numérique :

- $f_{c2} = 12.46 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- $f_{cm0} = 21 \text{ MPa}$

On trouve :  $a = b = 530 \text{ mm}$ .

- A=300 mm
- B=250 mm
- $x \cdot y \geq 530 \times 530 = 280\,900 \text{ mm}^2$
- $y \geq 0.85a = 450 \text{ mm}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$

$y=450 \text{ mm}$   
 $y'=225 \text{ mm}$

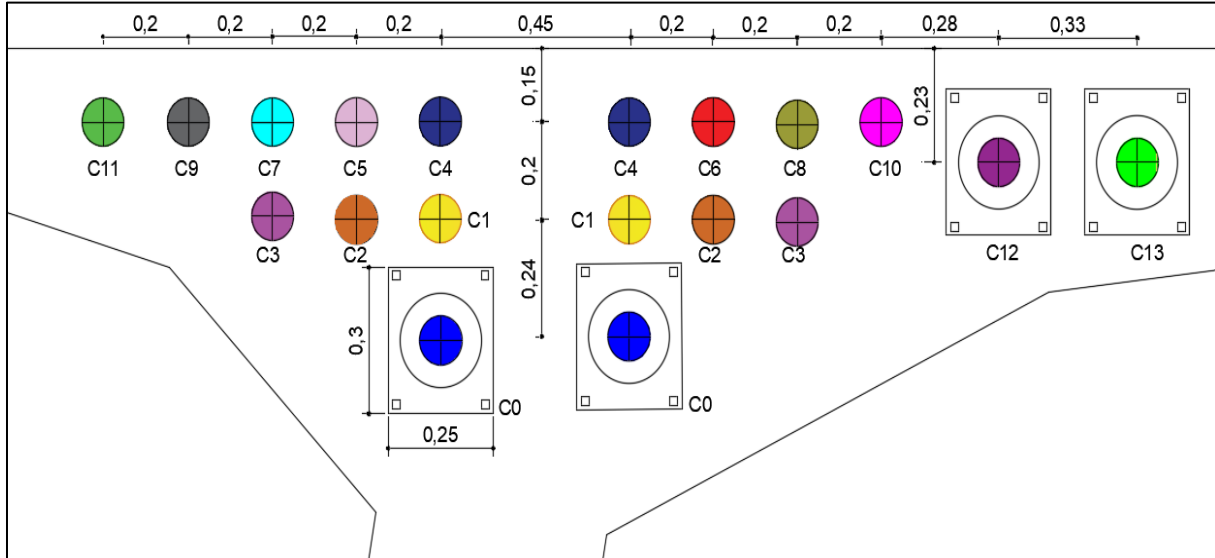


Figure.V.6 : Disposition des câbles du fléau et position des ancrages.

#### V.4.2.3. Tracé des câbles en plan

De façon générale, le tracé des câbles de précontrainte suit une ligne droite parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Cependant, au niveau du dernier voussoir, ces câbles présentent une courbure prononcée en forme de "S" avant d'atteindre leur point d'ancrage.

Une disposition rectiligne par rapport au plan caractérise les câbles dont l'ancrage est sur la même verticale (C0-C1-C4-C12-C13).

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

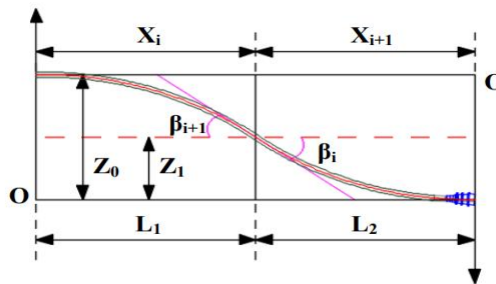


Figure.V.7 :Tracé en plan des câbles de fléau.

V.4.2.4. Tracé des câbles en élévation

- L'équation de la parabole :  $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$ .
- Le rayon de courbure ;  $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$ .
- L'angle de déviation :  $\alpha_n = \text{Artg}( 2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{l})$ .
- **d1** : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- **d0** : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
- **l** : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
- **Rmin** : rayon minimal de câbles (**Rmin = 10 m**).

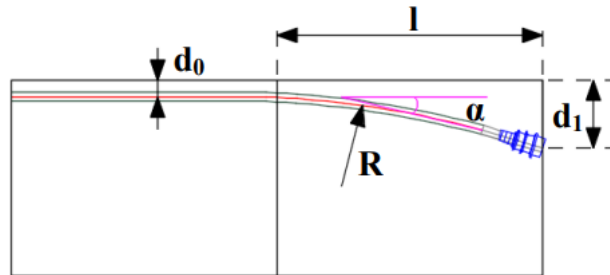


Figure.V.8 :Tracé en élévation des cales du fléau.

Application Numérique sur le câble C2 :

- L = 4.4 m
- X<sub>0</sub> = X<sub>1</sub> = 2.2 m
- Z<sub>0</sub> = 0.2 m
- Z<sub>1</sub> = 0.1 m
- d<sub>0</sub> = 0.35 m
- d<sub>1</sub> = 0.58 m

❖ En plan :

- $Z(x) = 0.20 + (0.10 - 0.2) (X / 2.20)^2$
- $R_i(x) = R_i + 1(x) = \frac{(2.20)^2}{2 \times (0.20 - 0.10)} = 24.20 \text{ m}$
- $\beta(x) = \beta_i + 1(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.20 - 0.10)}{2.2} = 0.091 \text{ rad}$

❖ En élévation :

- $y = 0.35 + (0.58 - 0.35) \times (x / l)^2$
- $R_c(x) = \frac{4.4^2}{2 \times (0.58 - 0.35)} = 42.087 \text{ m}$
- $\alpha_n = \text{Artg}( 2 \times (0.58 - 0.35) / 4.4) = 0.1042 \text{ rad}$ .

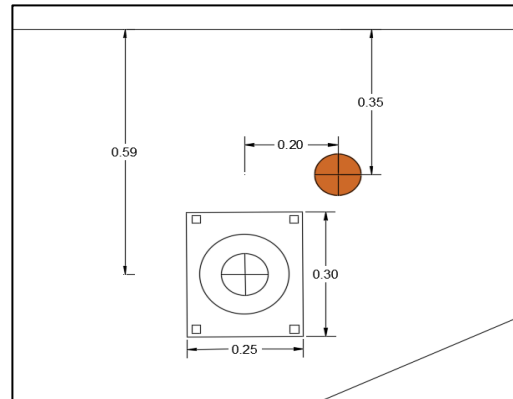


Figure.V.9 :Position de câble numéro 3.

**Tableau.V. 5:L'allure du tracé en plan des câbles du fléau.**

Câbles	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (rad)	Z(x)
C0-C1-C4-C12-C13	Rectilignes en plan					
C2-C5-C6	0.20	0.10	2.20	24.20	0.091	0.2-0.0207 x <sup>2</sup>
C3-C7-C8	0.40	0.20	2.20	12.10	0.180	0.4-0.0413 x <sup>2</sup>
C9-C10-C11	0.60	0.30	2.20	8.07	0.266	0.6-0.0620 x <sup>2</sup>

Tel que : Z<sub>i</sub>=Z<sub>i+1</sub>, R<sub>i</sub>=R<sub>i+1</sub> et β<sub>i</sub>= β<sub>i+1</sub>

**Tableau.V. 6:Élévation des câbles du fléau.**

Câbles	L(m)	d0(m)	d1(m)	R <sub>i</sub> (m)	α (rad)	Equation
C0-C12-C13	Rectilignes en élévation					
C1-C2-C3-C11	4.40	0.35	0.58	42.087	0.1042	0.35+0.012x <sup>2</sup>
C4-C5-C6-C7-C8-C9-C10	4.40	0.15	0.58	22.512	0.1930	0.15+0.022x <sup>2</sup>

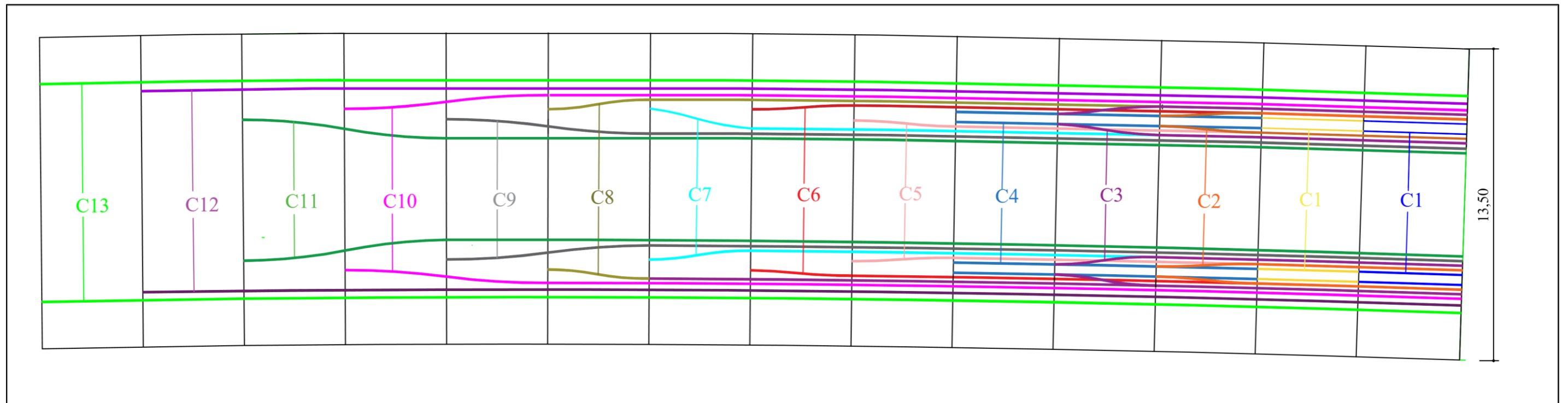


Figure.V. 10: Tracé en élévation des câbles du fléau.

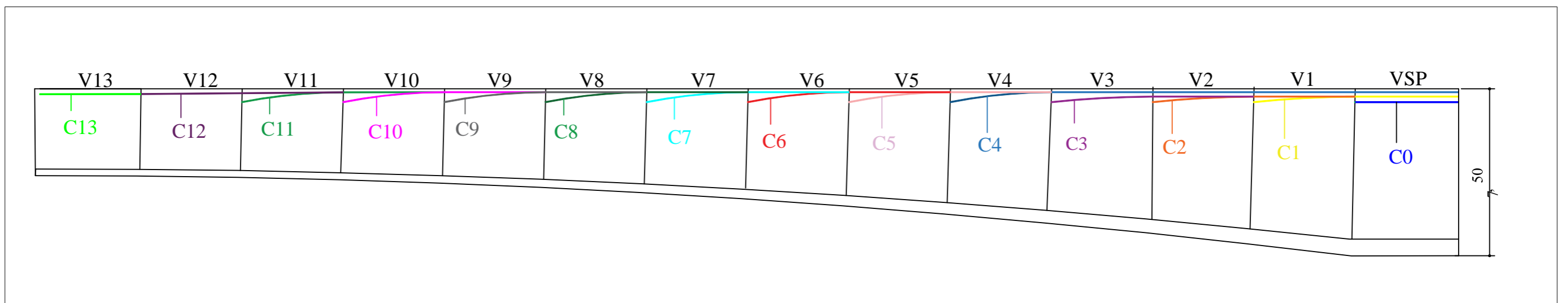


Figure.V. 11 : Tracé en plan des câbles du fléau.

V.4.3. Vérification pendant le bétonnage du clavage p1-p2

Il est essentiel de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisamment résistants pour supporter le poids du tablier et de l'équipage mobile durant la construction de clavage centrale. Deux forces verticales orientées vers le bas sont appliquées à chaque extrémité des fléaux. Ces forces symbolisent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore frais. Elles agissent sur deux structures indépendantes et isostatiques. Car à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore connectées.

$$\frac{Q}{2} + \frac{Pvc}{2} = -816.20 \text{ KN}$$

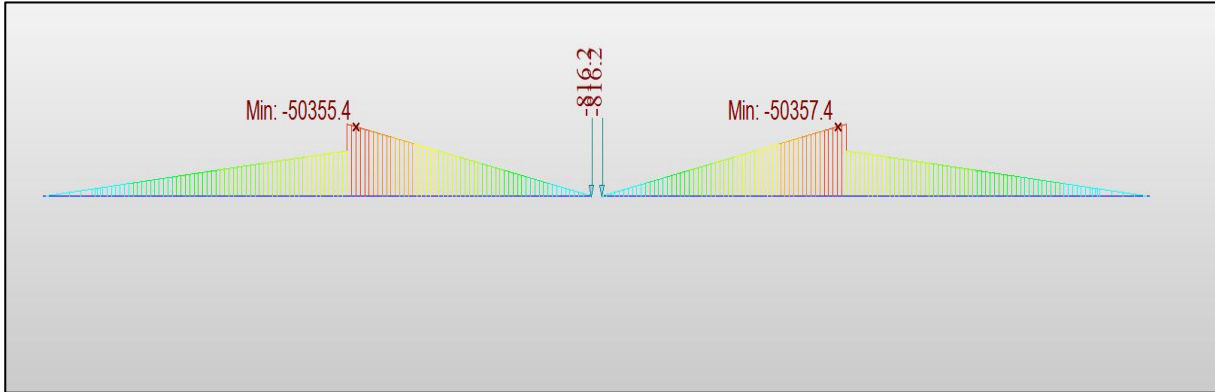


Figure.V. 12 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.

- MQ : moment de l'équipage mobile exercé a  $x = Lc/2 + 1m$  de la clé.
- $MQ = Q \times (\text{Longueur des 13 voussoirs} + x) = 895.95 \times 59.9 = 53.67 \text{ MN.m.}$
- Moment dû au poids propre de fléau :  $Mg = - 590.65 \text{ MN.m.}$
- $M = Mg + M(Q)/2 + M(Q/2 + Vc/2) = -590.65 - 53.67/2 - 50.36 = 667.85 \text{ MN.m.}$
- $N_{\text{fleau}} = n(1 - \Delta P)P_0 = 121.52 \text{ MN.}$
- $M_{\text{iso fleau}} = N_{\text{fleau}} \times e_0 = 121.52 \times 3.10 = 376.71 \text{ MN.m.}$
- $\delta s = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{121.52}{16.65} + \frac{(-667.85 + 376.71) \times 3.25}{132.06} = 0.13 \geq \sigma_t = -1.3 \text{ MPA}$

Le dimensionnement est donc correct.

V.5. Modélisation

V.5.1. Présentation du logiciel MIDAS CIVIL

MIDAS CIVIL est un logiciel d'analyse par éléments finis avancé pour la modélisation, l'analyse et la conception de ponts. Développé par MIDAS IT en Corée du Sud, Ses nombreuses fonctionnalités incluent l'analyse des poutres, des tabliers, des fondations, des pieux, des piliers, l'analyse 3D complète des ponts, ainsi que les analyses thermique et sismique. C'est un outil complet dédié au calcul et à la conception de différents types d'ouvrages d'art.

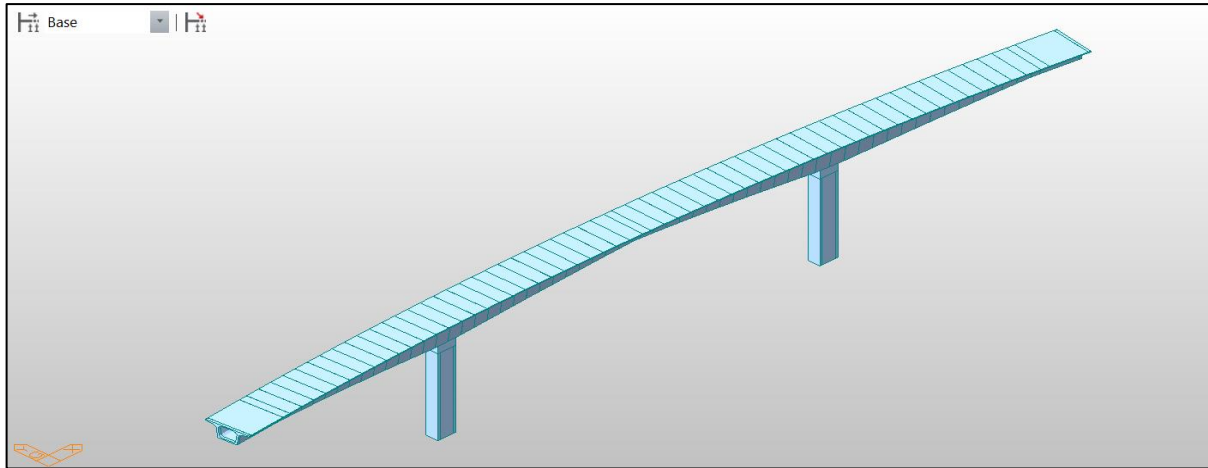


Figure.V. 13: Modèle de calcul.

V.5.2. Les combinaisons d’actions

Selon le RCPR on considère les combinaisons d’actions suivantes :  
A l’ELU :

Comb 01:  $1.35G+1.6A(l)+1.6St+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

Comb 02:  $1.35G+1.6Bc+1.6St+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

Comb 03:  $1.35G+1.6Bt+1.6St+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

Comb 04:  $1.35G+1.6Br+1.6St+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

Comb 05 :  $1.35G+1.35Mc120+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

Comb 06 :  $1.35G+1.35D240+0.9T+0.75\Delta\theta+P.$

A l’ELS :

Comb 01:  $G+1.2A(l)+St+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

Comb 02:  $G+1.2Bc+St+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

Comb 03:  $G+1.2Bt+St+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

Comb 04:  $G+1.2Br+St+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

Comb 05 :  $G+Mc120+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

Comb 06 :  $G+D240+0.9T+0.5\Delta\theta+P.$

❖ Résultats

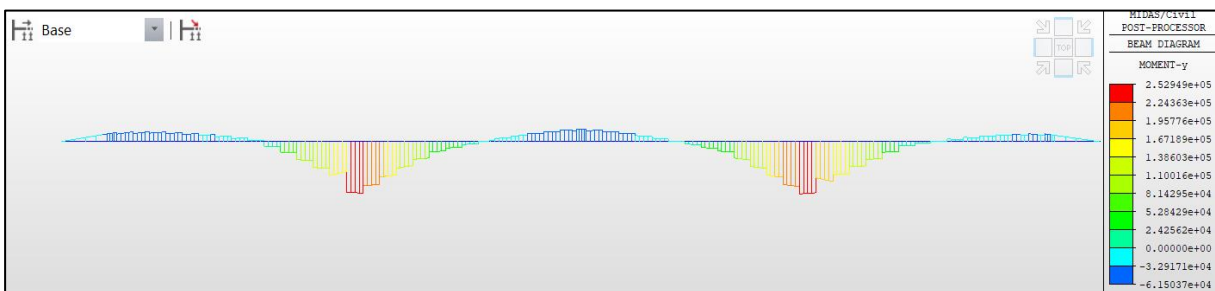


Figure.V. 14 : Moment de la précontrainte P.

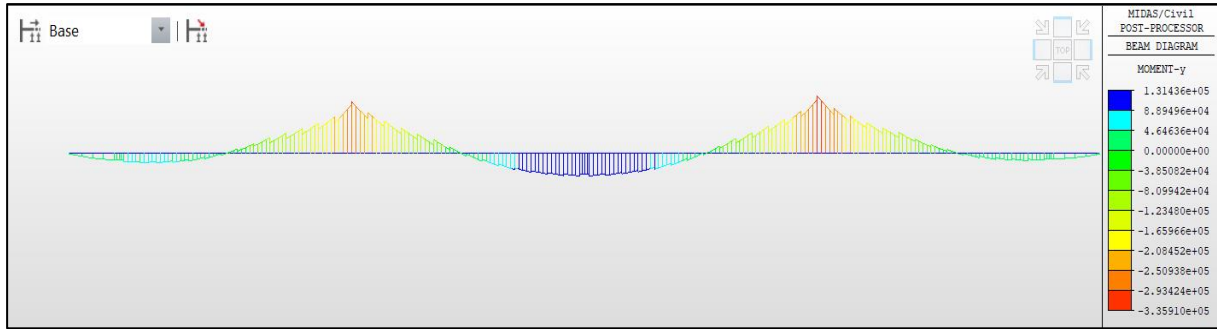


Figure.V.15 : Moment de la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

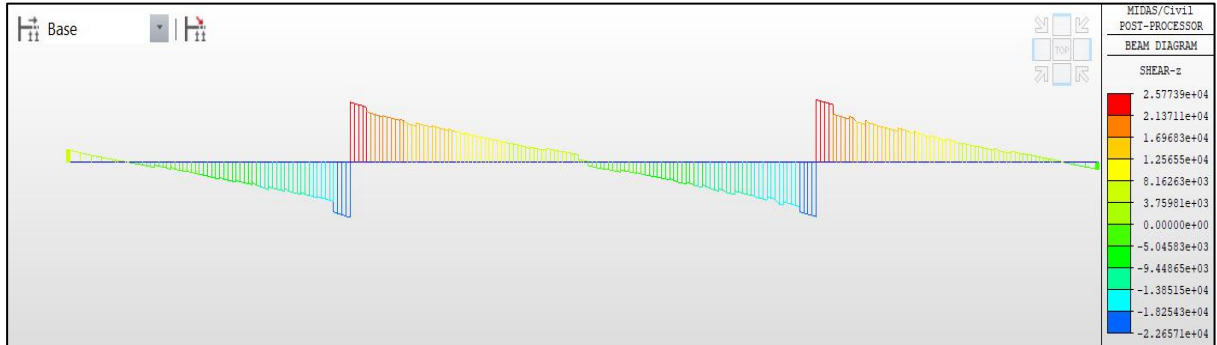


Figure.V. 16 : Effort tranchant de la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

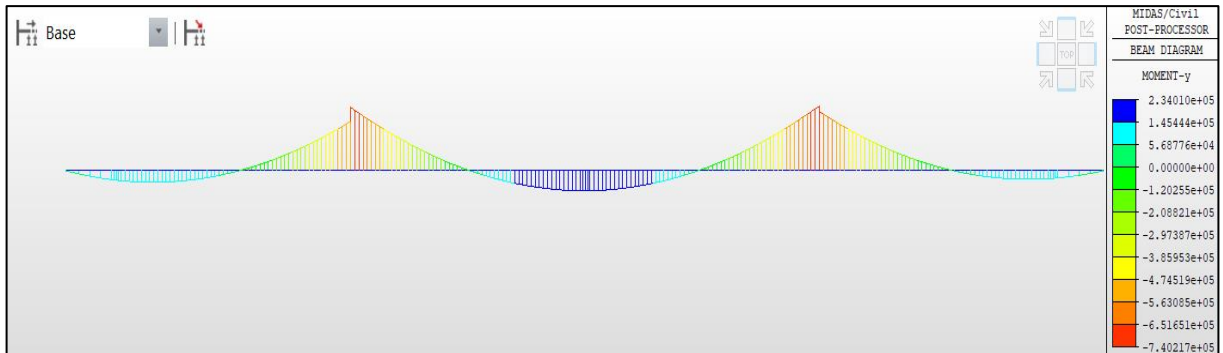


Figure.V. 17 : Moment de la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

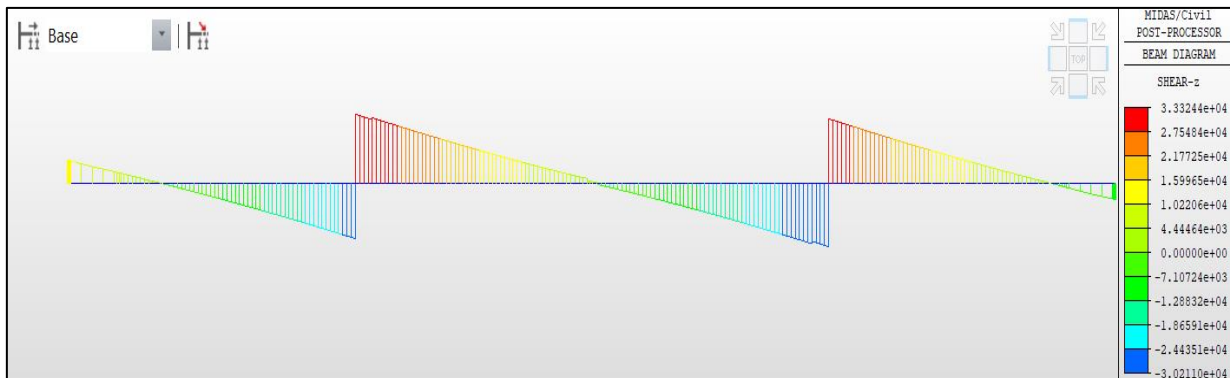


Figure.V. 18 : Effort tranchant de la combinaison la plus défavorable à l'ELS

V.5.3. Etude de la précontrainte de continuité

V.5.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}$$

- **M** : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
- **v'** : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

Tableau.V. 7:Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	X(m)	M(KN.m)	v'(m)	I(m4)	S(m2)	e(m)	P(MN)	N	N retenu
FIN V05	22.00	1200.00	3.24	57.78	13.75	2.05	0.00	0	2
FIN V06	26.40	13200.60	3.07	48.39	13.23	2.92	3.21	1.01	4
FIN V07	30.80	34505.21	2.93	41.20	12.78	2.78	8.89	2.79	6
FIN V08	35.20	61954.14	2.79	35.52	12.39	2.64	16.89	5.31	8
FIN V09	39.60	83837.82	2.69	30.98	12.03	2.54	23.97	7.53	8
FIN V10	44.00	100053.53	2.61	27.61	11.75	2.46	29.77	9.36	12
FIN V11	48.40	116675.65	2.54	25.27	11.54	2.39	35.87	11.27	16
FIN V12	52.80	119022.70	2.49	23.82	11.41	2.34	37.44	11.77	16
FIN V13	57.20	122499.70	2.47	23.18	11.35	2.32	38.92	12.23	16
VC	58.50	122623.45	2.47	23.18	11.35	2.32	38.96	12.25	16
FIN V13	62.90	131315.94	2.47	23.18	11.35	2.32	28.76	13.12	16
FIN V12	67.30	128390.51	2.49	23.82	11.41	2.34	29.78	12.70	16
FIN V11	71.70	118567.13	2.54	25.27	11.54	2.39	28.35	11.46	16
FIN V10	76.10	107406.05	2.61	27.61	11.75	2.46	26.35	10.05	12
FIN V09	80.50	91504.54	2.69	30.98	12.03	2.54	22.21	8.23	8
FIN V08	84.90	41364.48	2.79	35.52	12.39	2.64	17.88	3.55	6
FIN V07	89.30	8527.17	2.93	41.20	12.78	2.78	11.76	0.69	4
FIN V06	93.70	-3022.12	3.07	48.39	13.23	2.92	0.00	0	2

- Δ : les pertes de tension, estimées à 25 %.

❖ Application numérique :

M= 122 62.45 KN.m (Combinaison ELS : G + D240+0.9T+0.5 Δθ).

v'= 2.47 m; d=0.15 m; e=2.32 m; I=23.18 m<sup>4</sup>; S=11.35 m<sup>2</sup>

P= 4240.80 KN ; ΔP = 25 % ; P = 38 920.00 KN ; n ≥ 12.25

On prend n= 16 câbles de 19T15s.

❖ Disposition des câbles :

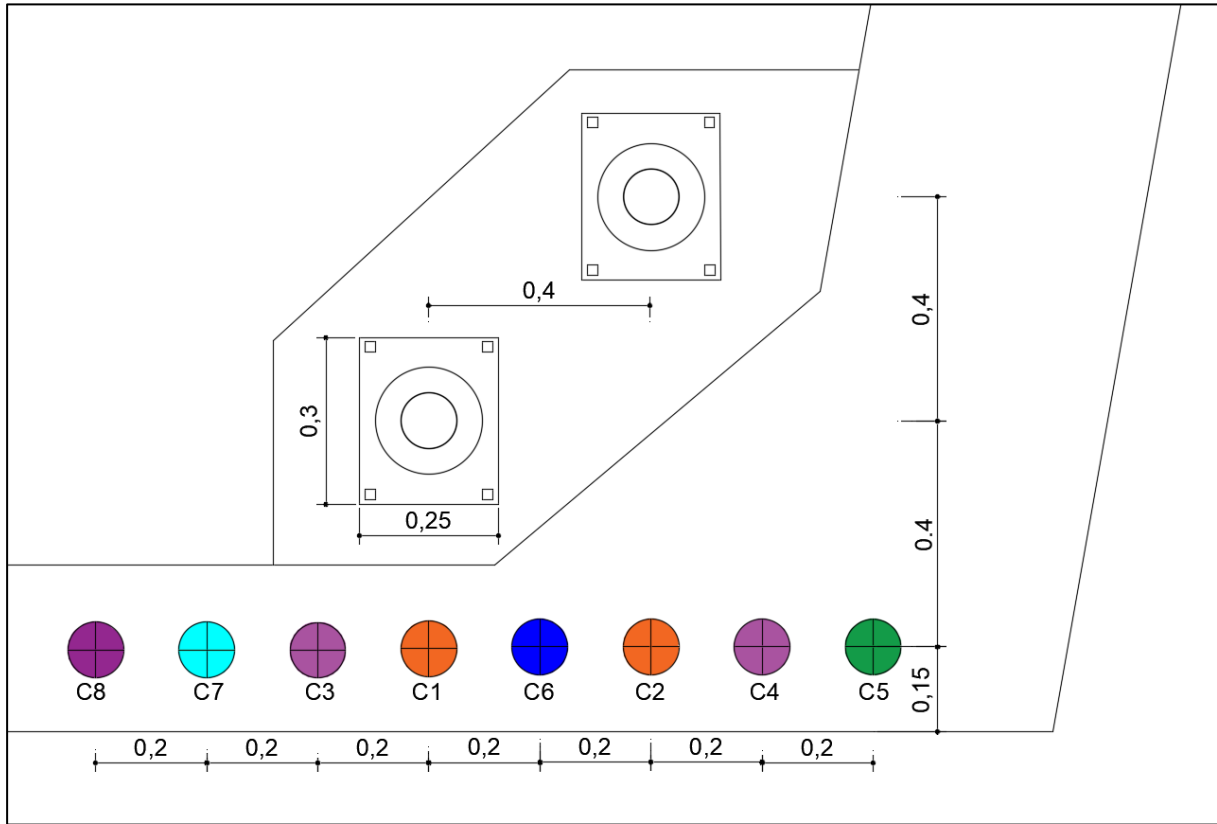


Figure.V. 19 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de VC.

❖ Tracé des câbles :

En plan :

Tableau.V. 8:Tracé des câbles de la travée principale en vue en plan.

Câbles	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i$ (m)	$R_i$ (m)	$\beta$ (rad)	$Z(x)$
C1	Rectilignes en plan					
C2, C4	0.20	0.10	2.20	24.28	0.091	$0.2-0.02X^2$
C3, C5	0.40	0.20	2.20	12.10	0.180	$0.4-0.04X^2$
C6	0.60	0.30	4.40	32.27	0.136	$0.6-0.01X^2$

En élévation :

Tableau.V. 9:Tracé des câbles de la travée principale en vue en élévation.

Cable	Vous-soir	L(m)	d <sub>0</sub> (m)	d(m)	Ri(m)	Bi(rad)	Z(x)
C1	V11	4.40	0.15	0.58	22.51	0.19	0.15+0.022 x <sup>2</sup>
C2	V11	4.40	0.15	0.98	11.66	0.36	0.15+0.043 x <sup>2</sup>
C3	V10	4.40	0.15	0.59	22.05	0.20	0.15+0.023 x <sup>2</sup>
C4	V10	4.40	0.15	0.99	11.52	0.36	0.15+0.043 x <sup>2</sup>
C5	V08	4.40	0.15	0.65	19.36	0.22	0.15+0.026 x <sup>2</sup>
	V09	4.40	0.15	0.62	20.59	0.21	0.15+0.024 x <sup>2</sup>
C6	V07	4.40	0.15	0.68	18.26	0.24	0.15+0.027 x <sup>2</sup>
	V08	4.40	0.15	0.65	19.36	0.22	0.15+0.026 x <sup>2</sup>
C7	V06	4.40	0.15	1.11	10.08	0.41	0.15+0.058 x <sup>2</sup>
	V07	4.40	0.15	1.08	10.40	0.40	0.15+0.048 x <sup>2</sup>
C8	V05	4.40	0.15	1.16	10.01	0.43	0.15+0.052 x <sup>2</sup>
	V06	4.40	0.15	1.11	10.08	0.41	0.15+0.051 x <sup>2</sup>

V.5.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive.

Tableau.V. 10: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x(m)	M(KN.m)	v'(m)	I(m4)	S(m2)	e(m)	P(MN)	N	N re-tenu
Début VSC	0.00	0.00	2.47	23.18	11.35	2.32	0.00	0	2
Axe VSC	6.25	27410.23	2.47	23.18	11.35	2.34	8.71	2.73	4
Fin VC	12.50	39200.92	2.47	23.18	11.35	2.32	12.46	3.92	4
Fin V13	15.10	47900.40	2.47	23.18	11.35	2.34	15.22	4.78	6
Fin V12	19.50	55018.52	2.49	23.82	12.39	2.34	17.31	5.44	6
Fin V11	23.90	55054.55	2.54	25.27	12.03	2.39	16.92	5.32	6
Fin V10	27.30	52253.77	2.61	27.61	11.75	2.46	15.55	4.88	6
Fin V09	31.70	44846.04	2.69	30.98	11.54	2.54	12.82	4.03	6
Fin V08	36.10	31229.43	2.79	35.52	11.41	2.64	8.51	2.68	4
Fin V07	40.50	11184.83	2.93	41.2	12.78	2.78	2.88	0.91	2

❖ Application Numérique :

$M=55\ 054.55\ \text{KN.m}$  (Combinaison ELS :  $G + D240+0.9T+0.5\Delta\theta$ ).

$v'= 2.69\ \text{m}$ ;  $d=0.15\ \text{m}$ ;  $e=2.54\ \text{m}$ ;  $I=25.27\ \text{m}^4$ ;  $S=12.03\ \text{m}^2$

$P= 4240.80\ \text{KN}$  ;  $\Delta P = 25\ \%$  ;  $P = 16\ 920\ \text{KN}$  ;  $n \geq 5.32$

On prend  $n= 6$  câbles de **19T15s** .

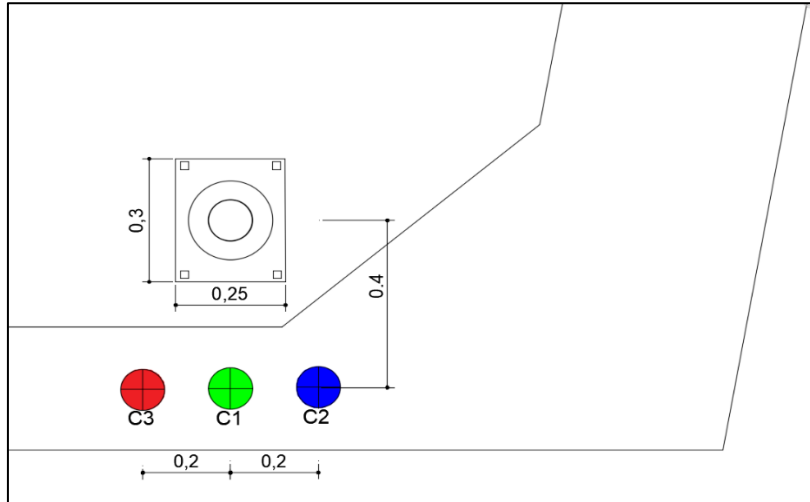


Figure.V. 20 : Disposition des câbles de continuité de la travée de rive et position des ancrages.

❖ Tracé des câbles :

En plan :

Tableau.V. 11:Tracé des câbles de travée principale en plan.

Câbles	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i$ (m)	$R_i$ (m)	$B_i$ (rad)	$Z(x)$
C1	Rectilignes en plan					
C2, C3	0.20	0.10	2.20	24.20	0.091	$0.2-0.0207x^2$

En élévation :

Tableau.V. 12:Tracé des câbles de la travée principale en vue en élévation.

Cable	Voussoir	L(m)	$d_0$ (m)	$d$ (m)	$R_i$ (m)	$\alpha$ (rad)	$Z(X)$
C1	V13	4.40	0.15	0.56	23.6	0.18	$0.15+0.021 x^2$
	V09	4.40	0.15	0.62	20.59	0.21	$0.15+0.024 x^2$
C2	6.25 m de VSC	6.25	0.15	0.56	47.63	0.13	$0.15+0.01 x^2$
	V8	4.40	0.15	0.65	19.36	0.22	$0.15+0.026 x^2$
C3	Début VSC	6.25	0.15	0.56	47.63	0.13	$0.15+0.01 x^2$
	Fin V07	4.40	0.15	0.68	18.264	0.24	$0.15+0.027 x^2$

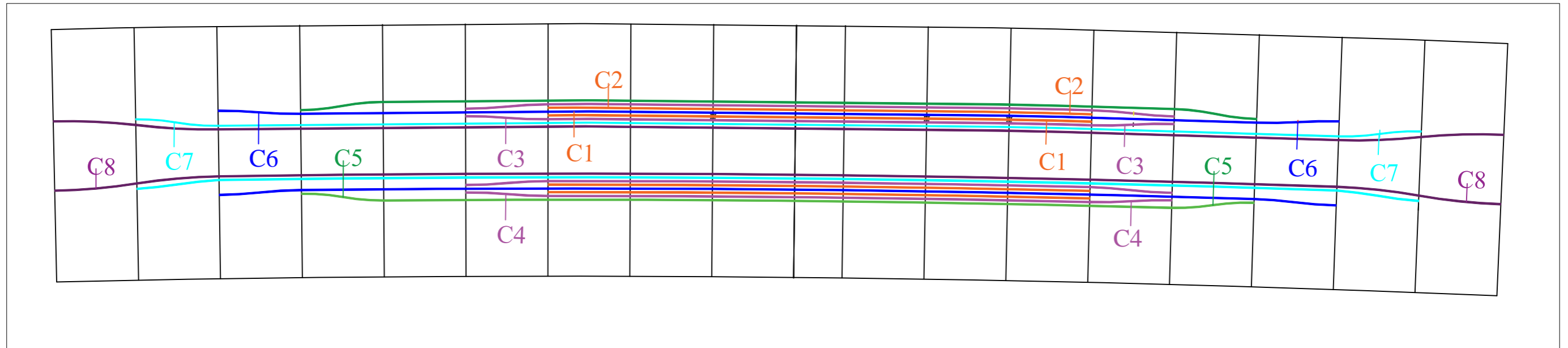


Figure.V. 21 : Tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

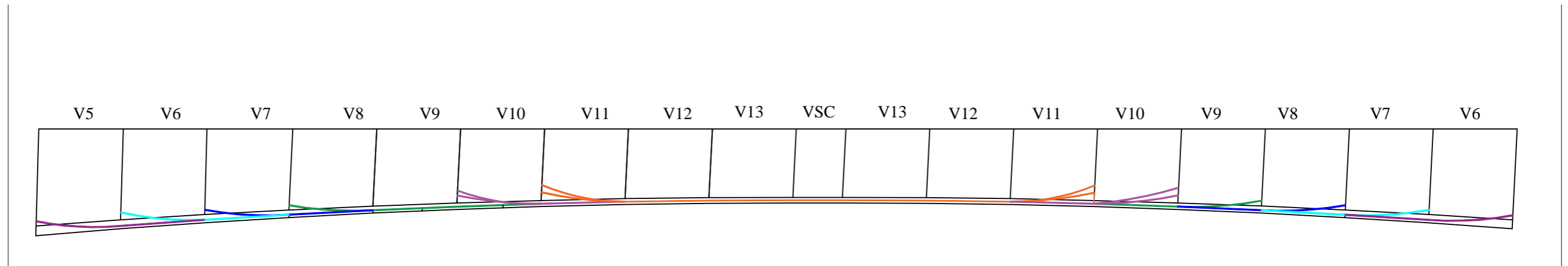


Figure.V.22 : Tracé en plan des câbles de continuité de travée principal

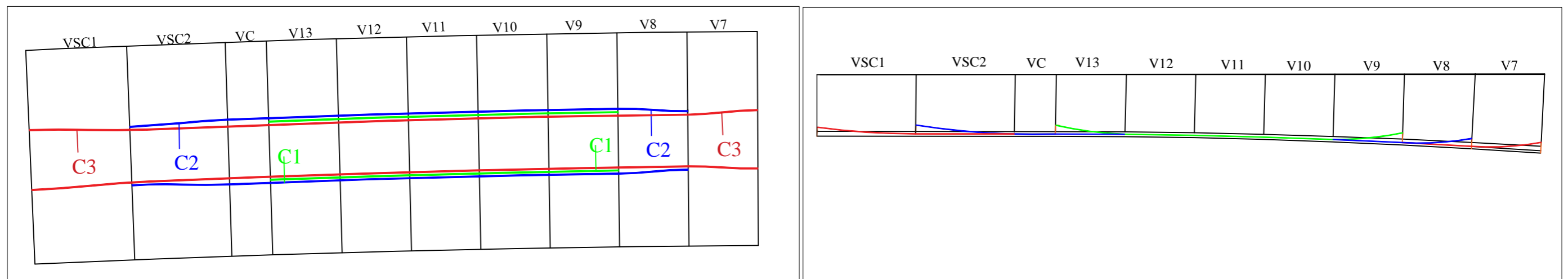


Figure.V.23 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

### V.6. Evaluation des pertes de la précontrainte

La "perte de précontrainte" désigne la différence entre la force initialement appliquée par le vérin lors de la mise en tension, et la force effectivement exercée dans l'armature à un moment donné.

Dans le béton précontraint, ces pertes sont importantes, pouvant atteindre 20 à 30% de la précontrainte initiale.

- On distingue deux types de pertes :
  1. Les pertes instantanées.
  2. Les pertes différées (qui surviennent sur le long terme).

#### V.6.1. Pertes de tension Instantanées

On distingue trois 03 types de perte :

- Perte de tension par frottement.
- Perte de tension par recul d'ancrage.
- Perte de tension par raccourcissement du béton.

##### ❖ Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension  $\sigma_{p0}$  appliquée à l'origine diminue entre le point d'application et un certain point sur l'axe horizontal 'x', et sa nouvelle valeur est obtenue à partir de la relation suivante :

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

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l'origine.
- $e$  : la base des logarithmes népériens.
- $\phi$  : coefficient de frottement droit (**m-1**).
- $f$  : coefficient de frottement de courbure (**rd-1**).
- $\theta$  : la variation angulaire à l'abscisse x (**rd**).
- $x$  : l'abscisse à partir de l'ancrage (**m**).

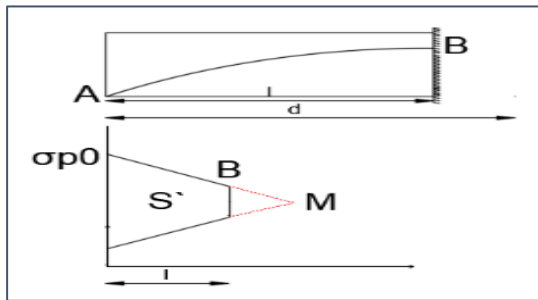
##### ❖ Pertes de tension par recul de l'ancrage

Le transfert de la tension du vérin à l'ancrage peut entraîner 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 utilisé et peut être significatif jusqu'à une certaine section.

$$\Delta\delta g(x) = 2 \times \delta p_0 \times k(d - x) \quad \text{Tel que :} \quad k = f \times \frac{\beta}{l} + \phi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\delta p_0 \times k}} .$$

- $g$  : glissement à l'ancrage. ( $g=2\text{mm}$ ).
- $E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints. ( $E_p=190\,000\text{ MPA}$ ).
- $k$  : fonction croissante.
- $d$  : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

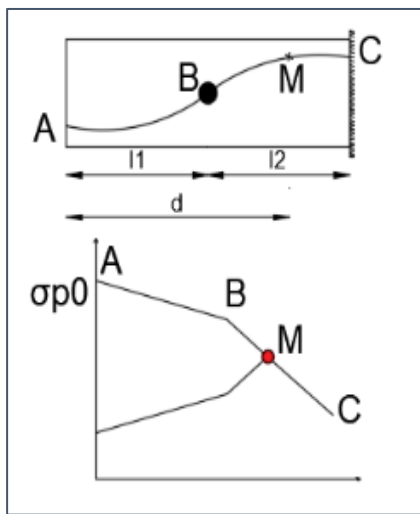
Cas d'une seule pente avec  $d >$  longueur de câble :



- $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\delta p_0 \times k}}$
- $\Delta \delta g(x) = \frac{g \times E_p}{l} + \delta p_0 \times k(1 - 2x)$

Figure.V. 24 : Schéma illustratif le cas d'une seule pente.

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



- $\sqrt{\frac{E_p \times g + l \times \Delta \delta f(B)}{\Delta \delta f(C) - \Delta \delta f(B)}} \times l + l^2$
- $\Delta \delta g(x) = 2(\delta p(x) - \delta m)$  Avec  $x \in [0, d]$ ,

$$\delta p(x) = \delta p_0 - \Delta \delta f(x) \text{ Et}$$

$$\delta m = \delta p_0 - \Delta \delta f(B) - (\Delta \delta f(C) - \Delta \delta f(B)) \times \frac{d-l}{l}$$

$$\Delta \delta g(x) = \frac{g \times E_p}{l} + \delta p_0 \times k(1 - 2x)$$

Figure.V. 25 : Schéma illustratif le cas de 2 pentes.

❖ Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

Lorsque la construction d'un ouvrage se déroule progressivement en plusieurs étapes, chaque étape implique l'application de tensions successives sur les câbles pour assurer la stabilité et la solidité de la structure. Cependant, si tous les câbles d'une même pièce sont tendus simultanément, cela peut conduire à une perte de tension.

Donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit un effet de « n-1 » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte. La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

$$\Delta \delta e(x) = \frac{n - 1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\delta b}{E b i}$$

Le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta \delta e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E b i} \times \delta b, \text{ avec : } \frac{E_p}{E b i} = 5,28 \text{ d'où } \Delta \delta e(x) = 2,64 \times \delta b(x)$$

$$\text{Avec } \delta b i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

$E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints.

$E_{bi}$  : module de déformation instantanée du béton.

$\sigma_b$  : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension

Supposée simultanée des « n » câbles.

$P$  : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,  $P = P_0 (1 - \Delta P)$ .

$M_p$  : moment sous le poids propre.

La valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e.$$

### V.6.2. Pertes de tension différées

Les pertes de tension différées correspondent à la diminution progressive de la force de précontrainte dans les câbles au fil du temps. Ces pertes résultent de plusieurs phénomènes qui affectent le béton et l'acier de précontrainte :

- Le retrait du béton.
- Le fluage du béton.
- La relaxation des aciers.

#### ❖ Pertes par retrait

Le retrait du béton correspond à une diminution de volume qui survient lors de la mise en place et durant le vieillissement du béton. Cette contraction est causée par la perte d'eau, due à l'évaporation, l'hydratation du ciment et le refroidissement.

- Lorsque le béton est soumis à une contrainte de traction à un âge  $t_0$ , la part de retrait qui reste à se produire peut-être calculée avec la formule suivante :

$$\varepsilon_r [1 - r(t_0)]. \text{ Donc : } \Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)].$$

On peut négliger la valeur de  $r(t_0)$  devant 1 dans l'équation précédente. Cela conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$$

- $\varepsilon_r$  : retrait final, estimé par  $2 \times 10^{-4}$  pour région tempérée (humide).
- $r(t)$  : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

#### ❖ Pertes par fluage

Le fluage dans le béton se caractérise par une déformation progressive qui se développe dans le temps, lorsque le béton est soumis à une contrainte constante.

Cette déformation de fluage apparaît dès l'application de la charge et continue d'évoluer au fil du temps, tant que la contrainte appliquée reste constante.

La perte finale par fluage vaut donc :  $\Delta\sigma_f = E_p \times \varepsilon_f$ .

La déformation finale de fluage :  $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$ .

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

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

$\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ **Pertes par relaxation**

La relaxation de l'acier se caractérise par un relâchement progressif de la tension à laquelle l'acier est soumis.

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

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho 1000(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ avec } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} .$$

- $\rho 1000$  (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 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.

❖ **Pertes différées totales**

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

**V.6.3. Les pertes totales**

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées :  $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$ .

Le tableau V.13 ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'Annexe C.

**Tableau.V. 13:Les pertes totales en(%)**.

Section	$\Delta\sigma\phi$	$\Delta\sigma g$	$\Delta\sigma e$	$\Delta\sigma i$	$\Delta\sigma p$	$\Delta\sigma fl$	$\Delta\sigma r$	$\Delta\sigma d$	$\Delta\sigma_{tot}$
Axe VSP	12.89	0.27	0.76	13.92	3.34	3.67	2.55	9.00	22.92
Fin VSP	11.71	1.04	1.11	13.85	3.35	5.38	2.55	10.72	<b>24.58</b>
Fin V01	11.28	1.16	1.06	13.50	3.40	5.14	2.55	10.52	24.02
Fin V02	10.46	1.49	0.95	12.90	3.49	4.64	2.55	10.10	23.00
Fin V03	9.74	1.48	0.84	12.07	3.61	4.12	2.55	9.68	21.75
Fin V04	10.34	2.02	0.67	13.04	3.47	3.29	2.55	8.73	21.77
Fin V05	9.57	1.28	0.56	11.42	3.70	2.77	2.55	8.41	19.83
Fin V06	9.55	1.45	0.59	11.58	3.68	2.88	2.55	8.50	20.08
Fin V07	8.25	1.65	0.62	10.52	3.84	3.04	2.55	8.79	19.31
Fin V08	6.38	1.93	0.64	8.94	4.08	3.14	2.55	9.09	18.03
Fin V09	5.37	2.31	0.61	8.30	4.18	3.03	2.55	9.07	17.36
Fin V10	2.88	2.89	0.57	6.34	4.49	2.81	2.55	9.10	15.43
Fin V11	1.31	4.56	0.53	6.39	4.48	2.62	2.55	8.91	15.30
Fin V12	0.66	4.15	0.38	5.19	4.67	1.90	2.55	8.35	13.54
Fin V13	0.00	5.46	0.12	5.58	4.61	0.61	2.55	7.00	12.59

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend :  $\Delta\sigma = 24.58$  %.

V.6.4. Vérification des contraintes normales

La condition à vérifier est la suivante :  $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

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

- **P** : effort de précontrainte avec pertes.
- **B** : section transversale.
- **I** : inertie de la section considérée.
- **e0** : excentricité du câble de précontraint moyen.
- **M** : moment extérieur.
- **y** : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

V.6.4.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau

❖ En phase de construction :

- $\Delta P = 24.58 \%$
- $\bar{\sigma}_{bcj} = 0.6 * f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ .
- $\bar{\sigma}_{bt1} = 1.5 * f_{t28} = 4.5 \text{ MPa}$  ; Hors section d'enrobage.
- $\bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 * f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  ; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le **Tableau IV.14**.

**Tableau.V. 14:Vérification des contraintes pour le demi-fléau.**

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
<b>Axe VSP</b>	0.00	38	590650.80	4.25	3.25	132.00	16.65	2.973	121.55	1.65	14.68
<b>Fin VSP</b>	4.50	38	501734.14	4.25	3.25	132.00	16.65	2.973	121.55	3.84	11.82
<b>Fin V01</b>	8.90	34	422936.10	4.12	3.11	121.17	16.29	2.842	108.75	3.75	10.55
<b>Fin V02</b>	13.30	30	351789.19	3.86	2.86	100.07	15.58	2.602	95.96	3.24	10.10
<b>Fin V03</b>	17.70	26	288008.20	3.63	2.62	83.33	14.93	2.376	83.16	2.73	9.51
<b>Fin V04</b>	22.10	22	231277.44	3.43	2.40	69.34	14.34	2.139	70.37	2.11	8.90
<b>Fin V05</b>	26.50	18	181323.10	3.24	2.20	57.78	13.75	1.962	57.57	1.58	8.02
<b>Fin V06</b>	30.90	16	137872.20	3.07	2.03	48.39	13.23	1.782	51.18	1.91	6.83
<b>Fin V07</b>	35.30	14	100677.10	2.93	1.88	41.20	12.78	1.617	44.78	2.21	5.51
<b>Fin V08</b>	39.70	12	69552.20	2.79	1.76	35.52	12.39	1.479	38.38	2.46	4.10
<b>Fin V09</b>	44.10	10	44323.60	2.69	1.65	30.98	12.03	1.342	31.99	2.58	2.78
<b>Fin V10</b>	48.50	8	24848.60	2.61	1.56	27.61	11.75	1.213	25.59	2.53	1.59
<b>Fin V11</b>	52.90	6	11018.10	2.54	1.49	25.27	11.54	1.300	19.19	2.48	0.26
<b>Fin V12</b>	57.30	4	2750.60	2.49	1.46	23.82	11.41	1.200	12.79	1.89	-0.20
<b>Fin V13</b>	61.70	2	0.00	2.47	1.44	23.18	11.35	0.200	6.40	0.64	0.43

❖ Vérification des contraintes en phase de 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.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

- $\Delta P = 24.58 \%$
- $\bar{\sigma}_{bcj} = 0.6 * f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ .
- $\bar{\sigma}_{bt1} = 1.5 * f_{t28} = 4.5 \text{ MPa}$  ; Hors section d'enrobage.
- $\bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 * f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  ; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans l'annexe C (Toutes les contraintes sont vérifiées)

V.7. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales  $A_s$  (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

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

- $B_t$  : 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.

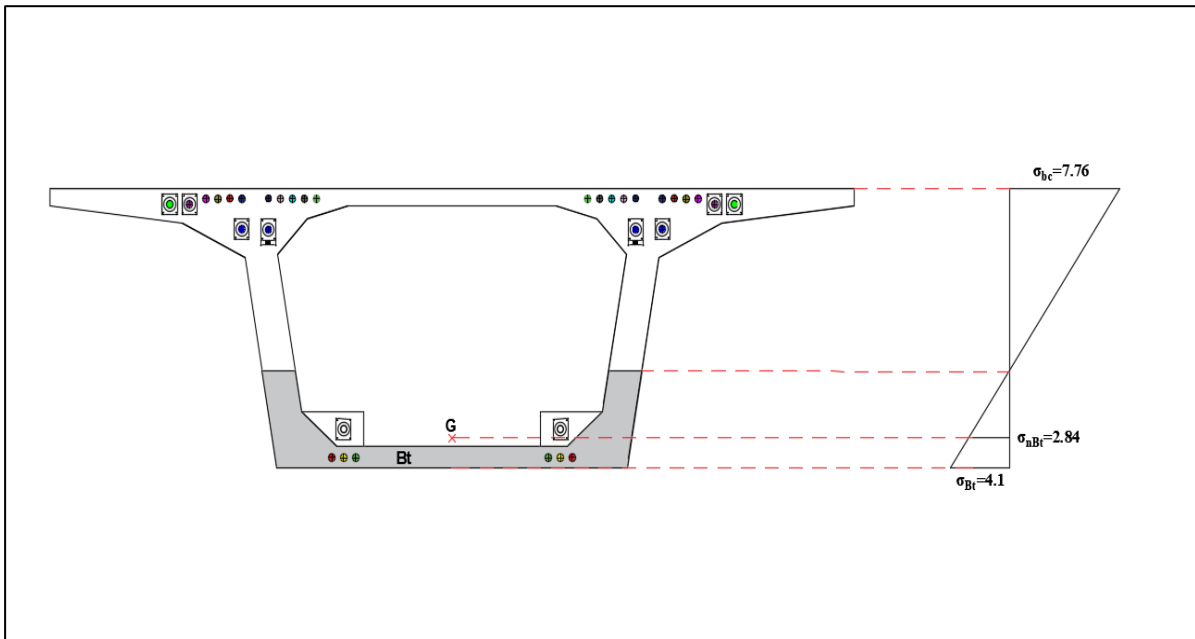


Figure.V.26 : Diagramme des contraintes (Fin V11).

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes (Annexe C), on a :

$B_t=3.32 \text{ m}^2$ ;  $\sigma_{Bt}= 4.10 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{nBt} = 2.84 \text{ MPa}$ ; donc :  $N_{Bt} = 9.42 \text{ MN}$ ;  $f_{t28}=3\text{MPa}$

$$A_s = \frac{3.32}{1000} + \left( \frac{9.42}{500} + \frac{3}{4.10} \right) = 171.05 \text{ cm}^2$$

$A_s=14.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . 2 nappes HA16 / Espacement 20 cm.

## V.8. Vérification des contraintes tangentielles

### V.8.1. Vérification vis-à-vis à ELS

#### ❖ Détermination de l'effort tranchant :

Efforts extérieurs de résultante V tels que :

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

Avec :

•  $V_g$  : Relative aux charges permanentes.

•  $V_q$  : Relative aux charges variables.

Effort tranchant dû à la précontrainte :

$$V_p = P \times \sin(\alpha)$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

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

#### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$$

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

- Non-rupture par fissuration :  $\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$ .
- Par compression-cisaillement :  $\tau^2 < \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} \times \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$ .
- $\tau_{max}$  : contrainte de cisaillement maximale réduite de service :  $\tau = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$ .
- $\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette :  $\sigma_x = \frac{P \times \cos \alpha}{B_n}$ .
- $z$  : 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 :  $\rho = \frac{1}{I_v \cdot v'}$ .
- $b_n$  : Epaisseur 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:  $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$  :
- $b_0$  : l'épaisseur brute de l'âme .
- $n$  : nombre de câble .
- $k=0.5$  ; injection de coulis de ciment .
- $\Phi$  : diamètre de la gaine.
- $B_n$  : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- $V_{red}$  : effort tranchant maximal réduit de service.

#### ❖ Application Numérique

$$P=n(1-\Delta P)\times P_0$$

$$P_0=4.24 \text{ MN} ; \Delta P=24.58\% ; n=30 \text{ câbles} \rightarrow P=95.93 \text{ MN}$$

$$\alpha_{\text{moyenne}}=0 \text{ rad} =0^\circ \rightarrow V_p= P \times \sin(\alpha) =0.00 \text{ MN}$$

$$V_{\text{ser}}=24.76 \text{ MN} \rightarrow V_{\text{red}}= 24.69 \text{ MN}$$

$$n=38 \text{ câbles} \rightarrow P=121.52 \text{ MN}$$

$$B_n=16.35 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x=7.34 \text{ MPa}$$

$$f_{c28}= 40 \text{ MPa} ; f_{i28}=3 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_1=3.52 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\tau}_2=5.02 \text{ MPa}$$

$$b_n= 1.1 \text{ m} ; \rho=0.57 ; z=5.89 \text{ m} \rightarrow \tau=3.41 \text{ MPa}$$

On constate que :  $\tau_{\text{max}} < \bar{\tau}$

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

### V.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

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

- $\sigma_x, \sigma_y$ : représentent les contraintes normales au niveau de CDG:  $\sigma_x = P \cos \alpha / B_n, \sigma_y = 0 \text{ MPa}$
- $\tau_u$ : contrainte tangentielle ultime réduite,  $\tau = \frac{V_{\text{red}}}{z \times b_n}$ .
- $V_{U,\text{red}}$  : 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 par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u, \text{ si: } \beta_u = 30^\circ, \text{ alors on obtient: } \tau_u = \frac{f_{c28}}{6}.$$

#### ❖ Application numérique :

$$V_{\text{ELU}} = 33.32 \text{ MN} ; V_p = 0.00 \text{ MN} \rightarrow V_{u,\text{red}} = V_{\text{ELU}} - V_p = 33.32 \text{ MN}$$

$$b_n = 1.1 \text{ m} ; \rho = 0.57 ; z = 5.89 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 7.34 \text{ MPa}, \sigma_y = 0 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 26.47^\circ \rightarrow \text{On prend } \beta_u = 30^\circ$$

$$\tau_u = 5.14 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

#### ❖ La résistance des armatures transversales :

Le but est de déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

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

$A_t$  : 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.

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

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

❖ **Application numérique :**

$$V_{ELU}=33.32 \text{ MN} ; \tau_u = 5.14 \text{ MPa} \quad b_n=1.1 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$f_{t28}=3 \text{ MPa} ; f_e=500 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 60.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 15.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### V.9. Conclusion

L'étude de la précontrainte est une étape très importante. Dans ce chapitre, on a déterminé le nombre de câbles de continuité et de fléau nécessaires pour garantir un bon fonctionnement du pont. Enfin, la vérification des contraintes normales le long du tablier a été effectuée.



# **ETUDE TRANSVERSALE**



### VI.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les aciers à mettre en place dans le sens transversal pour les parois verticales (âmes), la dalle inférieure et la dalle supérieure, en se basant sur les efforts dans ces zones critiques de la section du voussoir.

### VI.2. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel Midas civil. Le voussoir est modélisé sous forme d'un portique fermé, Pour chaque tronçon de 1m de longueur, les sections sont considérées comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

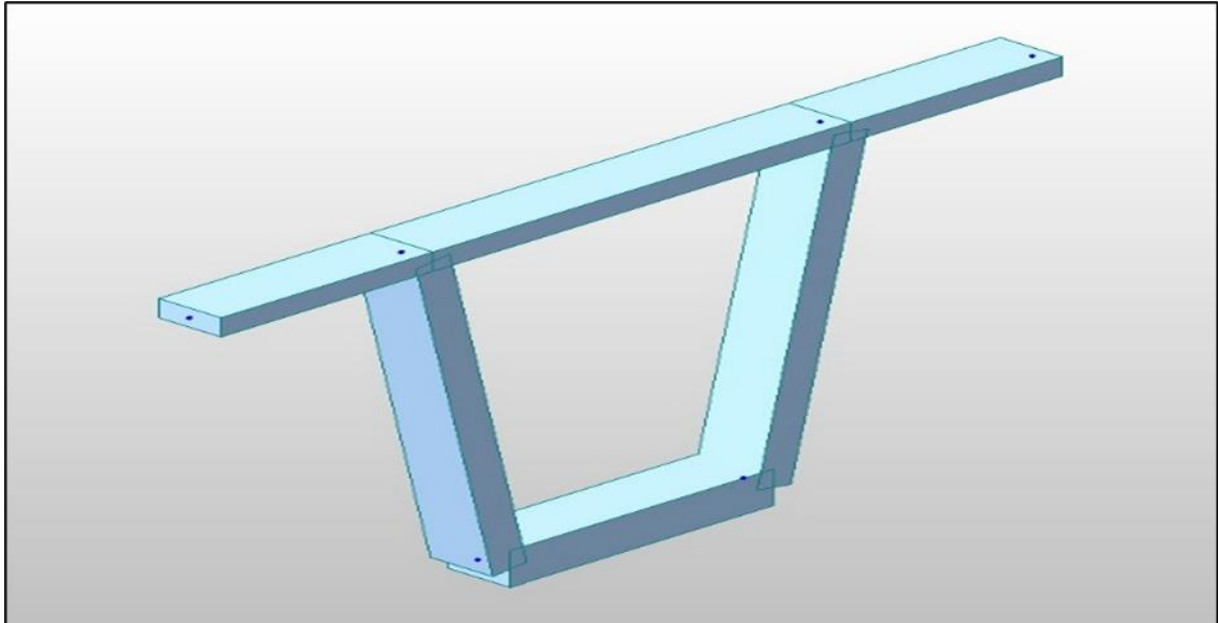


Figure.VI. 1:Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

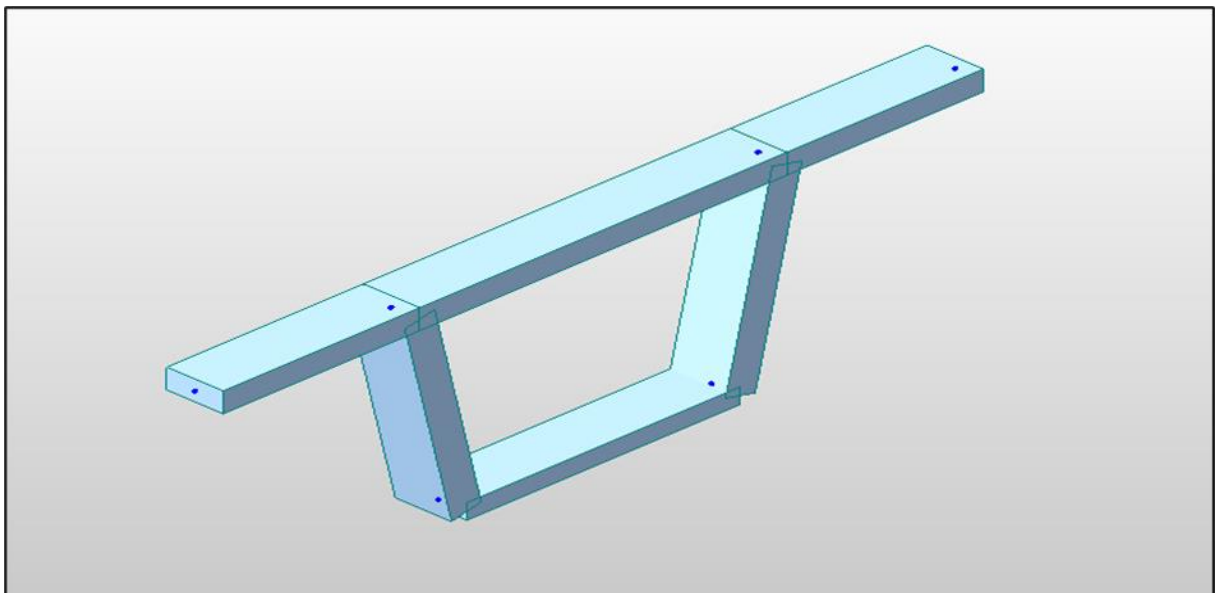
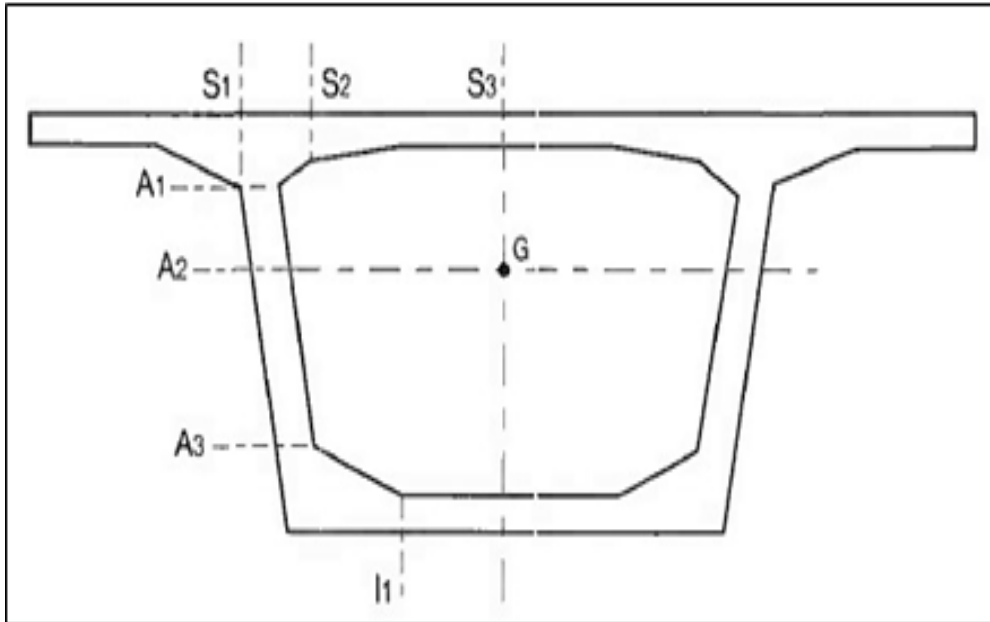


Figure.VI. 2:Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

**NB** : on utilise les mêmes combinaisons de charges que celles définies dans le chapitre "Charges et surcharges".

**Résultats :**

Vous trouverez les diagrammes de moment fléchissant transversal fournis dans l'Annexe B, voici ci-dessous Les sections à justifier :



**Figure.VI. 3:Sections à justifier selon le guide SETRA.**

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau.VI. 1:Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.**

Section	Mult (KN.m)	Mser (KN.m)	Nu (KN)	Ns (KN)
S1	-387.30	-289.60	/	/
S2	-226.90	-200.45	/	/
S3	210.10	157.40	/	/
A1	160.3	124.50	506.44	367.50
A2	115.76	94.1	531.70	400.65
A3	-127.44	-95.10	610.15	455.20
Iinf	19.40	14.40	/	/
Isup	-127.00	-95.10	/	/

Tableau.VI. 2:efforts extrêmes dans le voussoir à la clef.

Section	Mult( KN.m)	Mser (KN.m)	Nu( KN)	Ns (KN)
S1	-395.60	-296.60	/	/
S2	-285.10	-213.40	/	/
S3	194.00	145.40	/	/
A1	147.70	91.30	567.50	424.70
A2	83.55	62.93	600.6	449.20
A3	-123.20	-77.60	633.70	473.70
Iinf	10.00	7.40	/	/
Isup	-123.20	-93.60	/	/

### VI.3. Ferrailage

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Une dalle supérieure et inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

#### VI.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur du voussoir sur pile

Fissurations préjudiciables alors le dimensionnement se fait à l'ELS.

❖ Application numérique :

❖ Ferrailage transversale :

▪ Nappe supérieure :

$$M_{ser} = -289.60 \text{ KN.m} ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ MPa} \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} ; \quad h = 1 \text{ m} ; \quad d = 90 \text{ cm} ; \quad h = 90 \text{ cm}$$

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d = 53.11 \text{ cm} \quad ; \quad Z = d - X/3 = 72.30 \text{ cm}$$

$$M1 = 0.5 \times b \times X \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z = 4607.82 \text{ KN.m}$$

$M1 \geq M_{ser}(\text{sup}) \rightarrow$  Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_s}} = 16.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min\ CNF} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 12.42\ cm^2/ml \leq A_{ser}$$

→ La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée.

▪ **Nappe inférieure :**

$$h = 0.25\ m ; M_{ser} = 157.33\ KN.m \leq M_1 = 287,995\ KN.m \rightarrow S.S.A.C$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 34.83\ cm^2/ml$$

$$A_{min}(CNF) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3,11\ cm^2/ml \leq A_{ser}$$

→ CNF est vérifiée.

❖ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 5.34\ cm^2/ml$$

$$A_{min}(CNF) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 12.42\ cm^2/ml \leq A_{ser}]$$

→ CNF non vérifiée.

**VI.3.2. Ferrailage passif des voussoirs**

Selon les résultats du logiciel (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les **tableaux VI.3 et VI.4** et détaillées dans l'**Annexe D**.

**Tableau.VI. 3:Ferrailage passif du VSP.**

section	h(m)	transversal			longitudinal		
		As(cm <sup>2</sup> )	Ø(mm)	e(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Ø(mm)	e(cm)
<b>S1</b>	100	13.00	<b>5HA20</b>	25	12.42	<b>7HA16</b>	15
<b>S2</b>	45	22.60	<b>8HA20</b>	15	7.53	<b>7HA12</b>	15
<b>S3</b>	25	38.10	<b>8HA25</b>	15	12.70	<b>7HA16</b>	15
<b>A1</b>	55	7.59	<b>5HA14</b>	25	7.59	<b>5HA14</b>	25
<b>A2</b>	55	7.59	<b>5HA14</b>	25	7.59	<b>5HA14</b>	25
<b>A3</b>	55	7.59	<b>5HA14</b>	25	7.59	<b>5HA14</b>	25
<b>I</b>	75	10.35	<b>6HA16</b>	20	10.35	<b>6HA16</b>	20

Tableau.VI. 4:Ferrailage passif du VSC.

section	h(m)	Transversal			longitudinal		
		As(cm <sup>2</sup> )	Ø(mm)	e(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Ø(mm)	e(cm)
S1	100	13.1	5HA20	25	12.42	7HA16	15
S2	45	21.9	7HA20	15	7.3	7HA12	15
S3	25	32.2	7HA25	15	12.7	7HA16	15
A1	55	7.59	5HA14	25	7.59	5HA14	25
A2	55	7.59	5HA14	25	7.59	5HA14	25
A3	55	7.59	5HA16	25	7.59	5HA14	25
I	30	14	7HA16	15	4.14	5HA16	25

**NB :** Pour les nappes inférieures des sections S1, S2, la nappe supérieure de I, on place des barres de construction avec un espacement identique à celui de la nappe opposée, conformément à l'armature minimale requise (Asmin) pour chacune de ces sections.

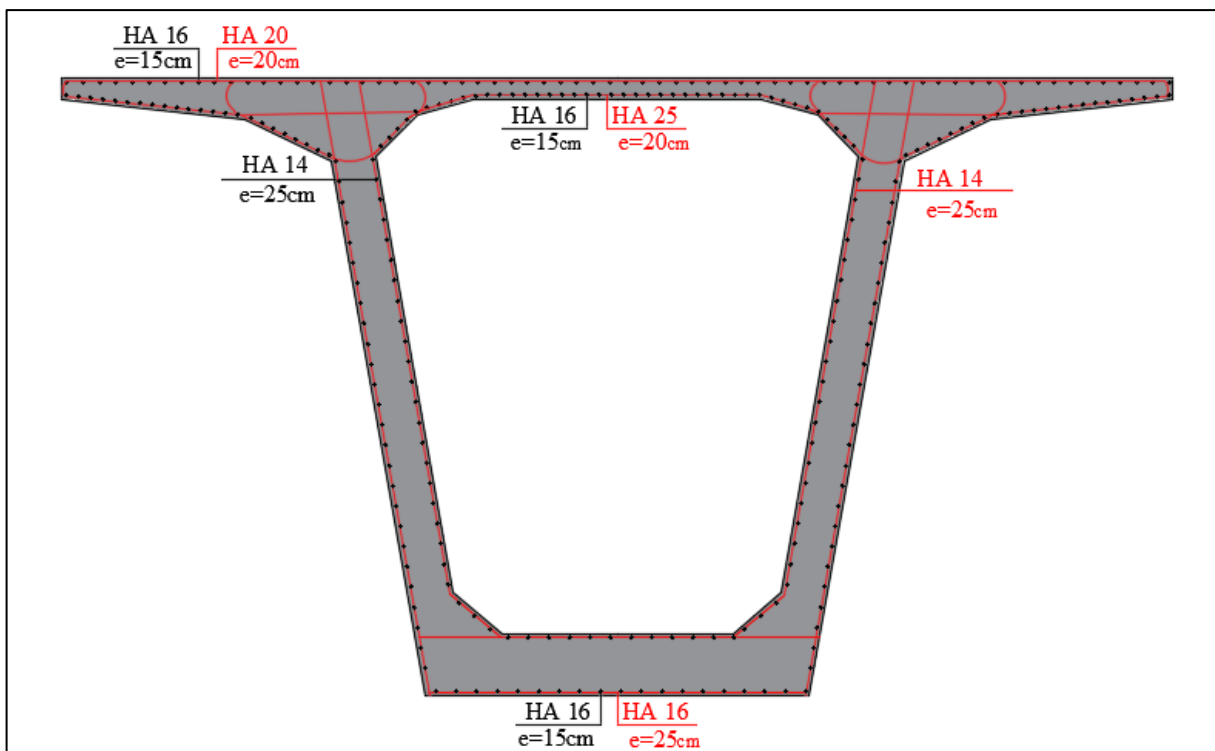


Figure.VI. 4:Ferrailage du voussoir sur pile.

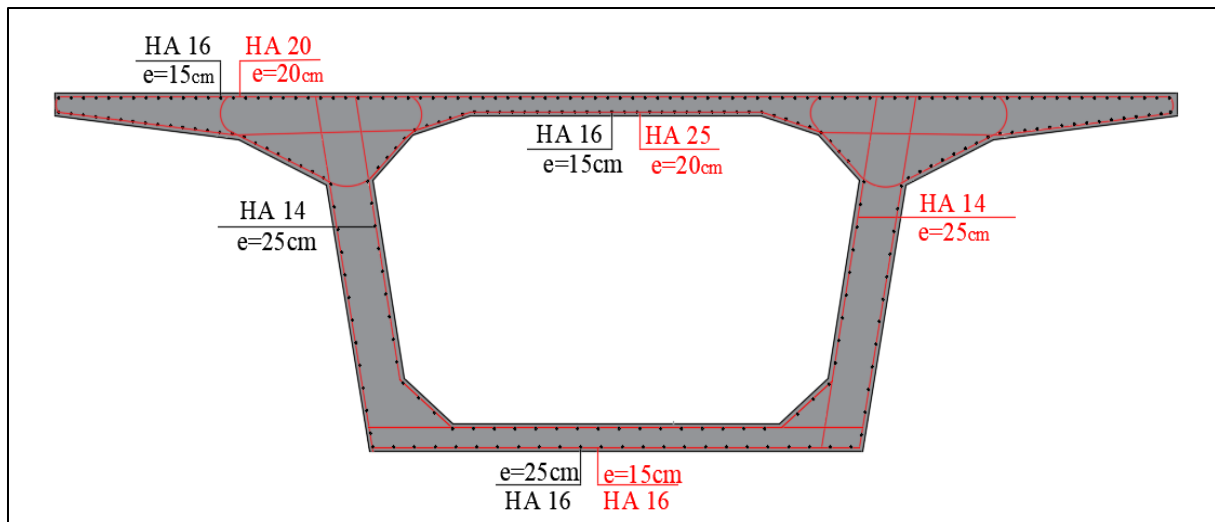


Figure.VI. 5:Ferraillage du voussoir à la clef.

### VI.4. Conclusion

L'utilisation d'un logiciel de modélisation pour le voussoir a rendu possible l'analyse des efforts s'exerçant sur la structure sous différentes combinaisons de charges. Ces résultats ont ensuite servi de base pour le dimensionnement des armatures passives à mettre en place dans les différents éléments constitutifs du voussoir.



**ETUDE SISMIQUE ET  
EQUIPEMENTS DU PONT**



### VII.1. Introduction

Le tablier d'un pont nécessite certains équipements pour être fonctionnel et adapté aux utilisateurs. Malgré la diversité de leur nature et de leur fonctionnement, les appareils d'appui, les dés d'appui et les joints de chaussée font partie intégrante de ces dispositifs essentiels permettant au tablier de remplir son rôle.

### VII.2. Appareil d'appui

#### VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appuis

Selon la norme NF-EN 1337-5 publiée par le SETRA, les appareils d'appui en élastomère fretté et à pot représentent plus de 90% des appareils utilisés pour les ponts. Pour notre cas, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté type B en fonction de la réaction d'appui.

Ces appareils sont placés à la liaison entre la structure du pont et ses supports. Ils sont constitués de couches alternées d'élastomère, généralement en néoprène, et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

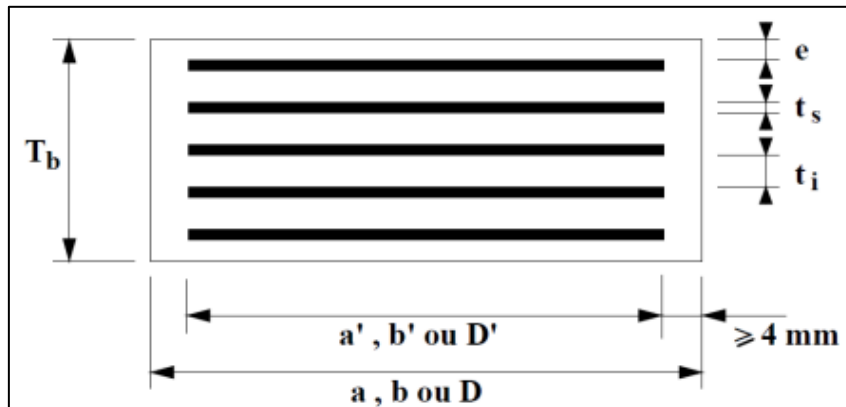


Figure.VII. 1: Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Figure : 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 ( $a \leq b$ ).
- **ti** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **ts** : épaisseur d'une frette élémentaire.
- **Tb** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;  $Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e$ .
- **Te** : épaisseur nominale totale d'élastomère :  $Te = n ti + 2 e$ .
- **Tq** : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement :  $Tq = n ti + 2 e$ .
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau.VII. 1:Les efforts verticaux appliqués sur l'appareil d'appuis.

Combinaisons	R culée max (KN)
1.35G+1.6AL+1.6St	6738.50
1.35G+1.6Bc+1.6St	7192.33
1.35G+1.6Bt+1.6St	6873.05
1.35G+1.35D240	7248.57
1.35G+1.35MC120	6897.55

NB : On a des appareils d'appuis sauf aux culées car les piles y sont encastées.

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

#### VII.2.3.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement

$$\frac{N_{max}}{a \times B} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{MPa} \text{ on prend : } N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

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

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

a : est le grand côté de l'élastomère.

#### VII.2.3.3. Dimensionnement des frettes

$$ts > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}, \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a+b)}, \quad \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

#### Application numérique :

Cas de la culée :

$$N_{max} = 7.24/2 = 3.62 \text{MN}$$

$$A = 3.62/21 = 0.1724 \text{ m}^2 \rightarrow (a \times b) = (500 \times 400) \text{ mm}^2.$$

$$50 \text{ mm} < T b < 100 \text{ mm} \rightarrow T b = 4 \times (12 + 5) + 5 + 12 = 83 \text{ mm}.$$

→ On prend  $t_i = 12 \text{ mm}$  selon SETRA.

$$\beta = (500 \times 400) / (2 \times 12 \times 900) = 9.25, \quad \sigma_m = 3.62 / (390 \times 490) = 18.94 \text{MPa}$$

$$\text{Alors } ts = (500 \times 18.94) / (9.25 \times 235) \approx 5 \text{ mm}$$

Donc

- 5 Feuilles d'élastomère :  $t_i = 12 \text{ mm}$ .
- 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur :  $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$ .
- 4 Frettes métalliques de :  $ts = 4 \text{ mm}$ .
- Enrobage extérieur :  $5 \text{ mm}$ .

$$(a \times b \times t) \rightarrow (500 \times 400 \times 83) \text{ mm}$$

### VII.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

#### VII.2.4.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon_i$$

Avec

- **X<sub>i</sub>** : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.
- **K<sub>i</sub>** : la rigidité des appuis.
- **ε<sub>i=T</sub>** : coefficient de la température.  $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$  ; avec  $\Delta T = 25^\circ\text{C}$  et  $\lambda = 10^{-5}$ .
- **ε<sub>i=f</sub>** : coefficient du fluage  $\epsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$
- **K<sub>fl</sub>** : vaut à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ<sub>b</sub> est de 2 à 3 donc **K<sub>fl</sub> = 2.5**,
- **ε<sub>i=r</sub>** =  $2 \times 10^{-4}$  : coefficient de retrait.

#### VII.2.4.2. Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique c'est celle de l'effort de freinage maximal dû à un camion

B<sub>c</sub> : **F<sub>fr</sub> = 0.36 MN** .

#### VII.2.4.3. Déplacement horizontale

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec :

- **V<sub>xT</sub>** : déplacement dû à la température, donnée par :  $V_{xT} = X_i \times \epsilon_T$ .
- **V<sub>xf</sub>** : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales Appliquées, et tenu en première approximation :  $V_{xf} = X_i \times \epsilon_f$ .
- **V<sub>xr</sub>** : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :
  - $V_{xr} = X_i \times \epsilon_r$
- **V<sub>xfr</sub>** : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :
  - $V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times t_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$  ;  $T_q = n t_i + 2e = 46 \text{ mm}$
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  en cas statique.
- $G = 1.8 \text{ MPa}$  en cas dynamique ,  $G = 1.2 \text{ MPa}$  en cas sismique.
- **T<sub>q</sub>** : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

**Tableau.VII. 2:Déplacement horizontal du tablier.**

	<b>Xi (m)</b>	<b>Ks(MN/m)</b>	<b>Vxt (m)</b>	<b>Vxf (m)</b>	<b>Vxr (m)</b>	<b>Vx frein</b>	<b>Ht (MN)</b>	<b>H fluage (MN)</b>	<b>H Retrait (MN)</b>
<b>C1</b>	146.30	4.33	0.0365	0.0365	0.0290	0.0230	0.16	0.16	0.13
<b>C2</b>	133.3	4.33	0.0332	0.0332	0.0270	0.0230	0.14	0.14	0.12

Avec :

$$X_{CR} : \text{centre de rigidité} : X_{CR} = \frac{\sum X_i \times R_i}{\sum R_i} = 146.30 \text{ m}$$

**VII.2.5. Vérifications du dimensionnement**

**VII.2.5.1. Résistance à la compression**

❖ **Cas de la culée :**

$$\sigma = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3.62}{0.5 \times 0.4} = 18.1 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

**VII.2.5.2. Sécurité au flambement**

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

- $\gamma_s = 3$  : le coefficient de sécurité.
- $P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$  : la charge critique de flambement.
- $B$  : l'aire nominale de l'appui.
- $d$  : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- $h$  : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- $S$  = facteur de forme.

**Application Numérique :**

$$\left| \begin{array}{l} S = 9.25 ; \quad d = 0.07 \text{ m}, B = 0.2 \text{ m}^2 ; \quad h = 0.083 \text{ m} \\ P_c = 12.61 \text{ MN} ; \quad P_u = 3.624 \text{ MN} ; \\ \gamma_s \times P_u = 10.87 \text{ MN} \leq P_c = 12.61 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**VII.2.5.3. Limitation de la distorsion :**

$$\delta = V_x / T < \delta_c$$

$$P = \frac{P_u}{P_c} > 0.25 \quad \text{on doit vérifier que: } \delta_c < 1.4(1 - 2p)$$

T : épaisseur totale d'élastomère.

❖ **Application Numérique :**

$$P=3.624/12.61=0.29, \delta=0.113/0.0183=1.36 ,$$

$$\delta_c < 1.4 (1-2 \times 0.287) = 0.60 \rightarrow \delta = 1.36 > \delta_c = 0.60 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

### VII.2.5.4. Condition de non-glisement

$$H < f \times N_{max} \text{ et } f = 0.1 + \left( \frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

Avec

- N est l'effort de compression vertical ;
- f est le coefficient de frottement.
- $H = K_s \times (V_x T + V_x f + V_x r) + F_{freinage}$

#### ❖ Application Numérique

$$f = 0.1 + 0.6/18.94 = 0.13 \quad N_{max} \text{ (sur 1 seul appareils d'appuis)}$$

$$K_s = (0.9 \times 0.4 \times 0.5) / 0.083 = 2.17 \text{ MN}$$

$$H = 2.17 \times (0.0365 \times 2 + 0.029) + 0.36 = 0.40 \text{ MN}$$

$$f \times N_{max} = 0.13 \times 3.62 = 0.47 \text{ MN}$$

$$H < f \times N_{max} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.2.6. Dèd d'appuis

#### VII.2.6.1. Dimensionnement des dèd d'appuis au niveau de la culèe

$$A = b + 200 \rightarrow A = 500 + 200 \rightarrow A = 700 \text{ mm.}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 400 + 200 \rightarrow B = 600 \text{ mm.}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.32 \text{ m. On prend } h = 0.4 \text{ m.}$$

$$\text{Avec } B_0 = A \times B = 0.42 \text{ m}^2 ;$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2.6 \text{ m.}$$

#### VII.2.6.2. Ferrailage des dèd d'appuis au niveau de la culèe

Les dèférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

#### ❖ Armatures de chainage :

$$A_c = \frac{0.25N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 3.62}{434.78} = 20.81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7\text{HA}20$$

### ❖ Armateurs horizontaux :

$$A_h = \frac{0.125N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 3.62}{434.78} = 10.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 7HA14}$$

### ❖ Frette supérieure :

$$A_i = \frac{0.04N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 3.62}{434.78} = 3.33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA14}$$

### ❖ Frette inférieure :

$$A_s = \frac{0.10N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 3.62}{434.78} = 8.32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 6HA14}$$

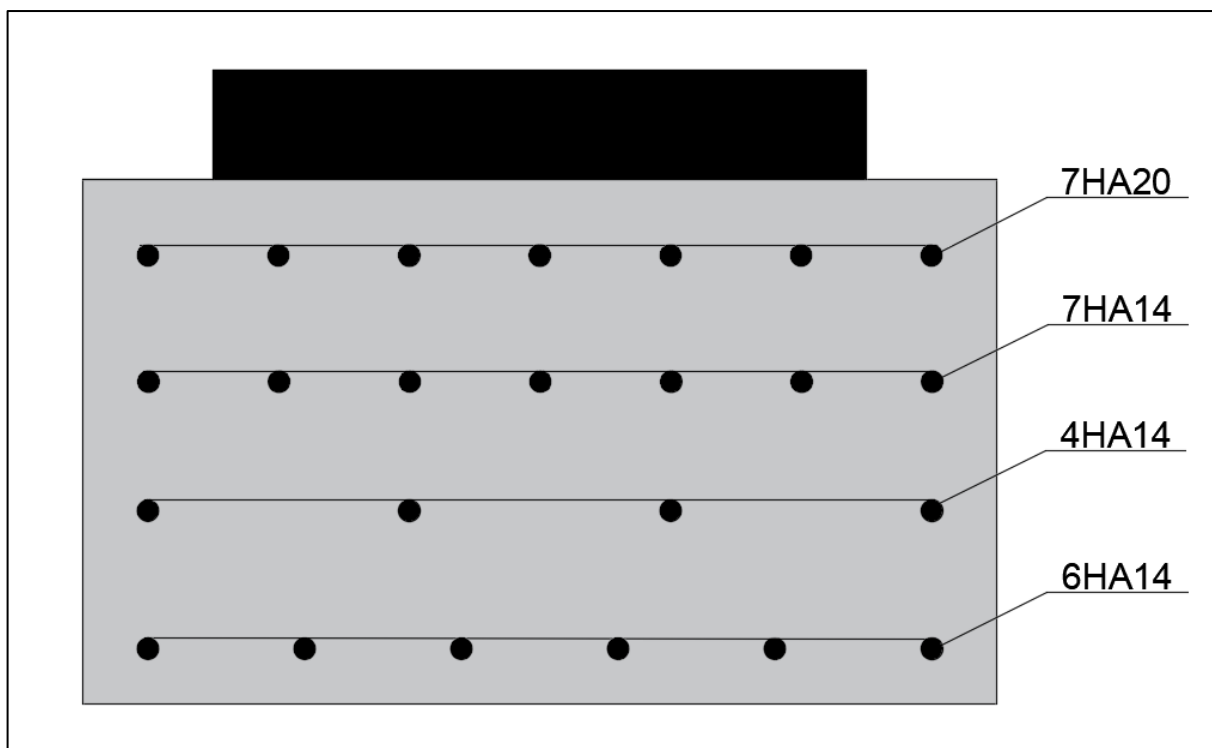


Figure.VII. 2:Ferrailage du dé d'appui.

### VII.3. Joint de chaussée

#### VII.3.1. Dimensionnement

$$W = Wd + 0.3Wt + \frac{Ws}{3}$$

W : souffle total du joint ;

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage) .

WT : souffle thermique.

WS : souffle sismique.

### ❖ Application numérique :

WT=0.0365 m; WD=0.0655 m; WS=0.05 m.

**W=0.152 m**

#### VII.3.2. Type de joint

On constate que pour un souffle de **15.2 cm** il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

**Tableau.VII. 3:Modèles des joints Wd.**

Type	Droit (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Selon le tableau du catalogue de joints de chaussée CIPEC, et en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (100 gr) nous choisissons un type de joint **Wd160**.

#### VII.4. Calcul sismique

Il faut assurer que les ouvrages de construction ont une solidité et une capacité de résistance suffisantes pour supporter les secousses sismiques maximales prévues pour la région, avec une très faible probabilité de dommages graves ou de ruine.

##### VII.4.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2 (pont important)**.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **III (Fort sismicité)**.
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.3 (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**.

##### VII.4.2. Spectre De Réponse

Pour le calcul multimodal, nous utilisons le modèle longitudinal suivant, en prenant en compte la rigidité des appareils d'appui.

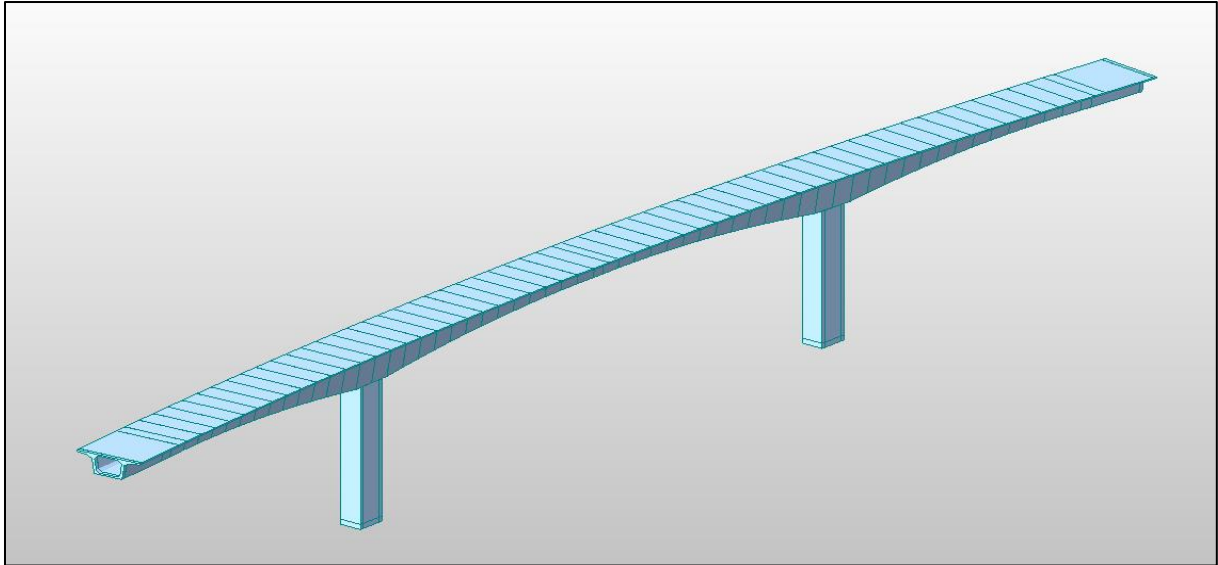


Figure.VII. 3:Modèle de calcul multimodal.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale.

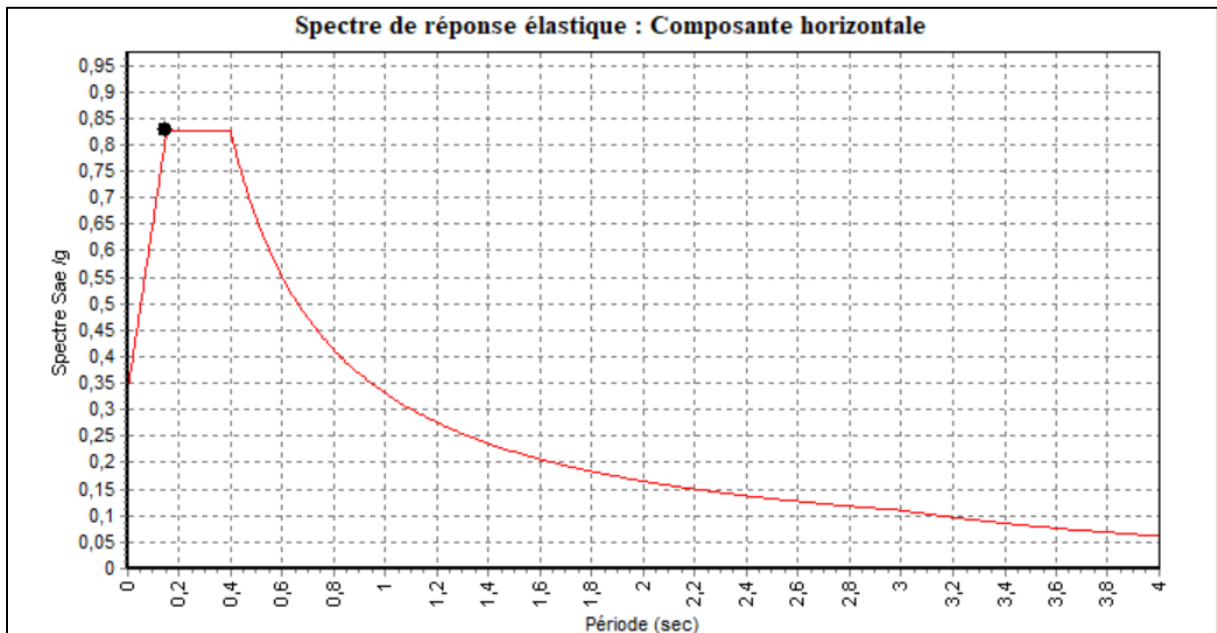


Figure.VII. 4:Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

$$S_{ad}(T, \xi) = \left\{ \begin{array}{ll} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta AgS \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3sec \end{array} \right.$$

**Sae (T, ξ) :** accélération spectrale du spectre de calcul.

**A :** coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.3$ .

**g :** accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ .

**S :** coefficient du site  $S = f(S2) = 1.1$  (RPOA, tableau 3.3).

**T :** période du mode propre considéré dans la direction considérée.

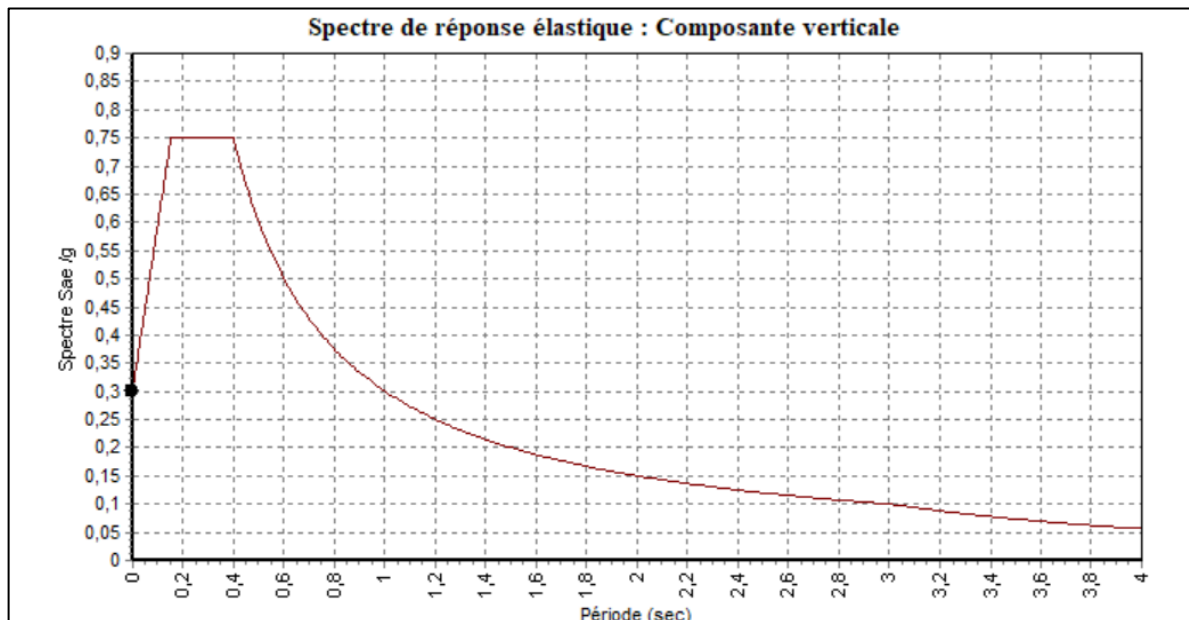
**T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :  $(T1, T2) = f(S2) = (0.15s ; 0.40s)$ .

**η :** facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$

**VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale**

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha\eta Ag \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta Ag\alpha \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3sec \end{cases}$$

- **α :** coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de sismicité très élevée  $\alpha$  (zone) = 1.
- **S :** le coefficient de site, est pris égal à 1.



**Figure.VII. 5:Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.**

### VII.4.3. Modes significatifs

Pour avoir une représentation adéquate du comportement dynamique du pont, il faut sélectionner suffisamment de modes de vibration de sorte que la contribution massique cumulée de ces modes (somme des masses modales effectives) couvre une grande partie de la masse totale du pont, soit au minimum 90% sans le mode résiduel, ou 70% en l'incluant.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe C**).

Tableau.VII. 4:Modes propres.

Mode	Frequence (rad/sec)	Pe-riod (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	sum(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	4.45	1.4	0	0	73.62	73.62	0	0
2	4.61	1.36	0.18	0.18	15.3	88.92	0	0
3	5.19	1.2	0	0.18	2.06	90.97	0.01	0
4	7.89	0.8	72.31	72.49	0.02	90.99	0.01	7.62
5	9.28	0.68	0.06	72.55	0.15	91.14	11.13	7.64
6	10.63	0.59	0.07	72.62	0.01	91.15	0	7.64
7	15.35	0.41	0.03	72.66	0.03	91.18	43.22	7.75
8	15.92	0.39	16.17	88.82	0.01	91.19	0.1	50.51
9	17.47	0.36	0	88.82	0.34	91.53	0	50.51
10	23.42	0.27	2.86	91.68	0	91.54	0	63.68

### VII.4.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon les réglementations parasismiques (RPOA), une méthode est prescrite pour tenir compte de l'incertitude liée à la direction d'où proviendra un séisme. Cette méthode consiste à combiner les forces sismiques calculées suivant deux axes horizontaux perpendiculaires X et Y. ainsi que de l'axe vertical Z.

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = \pm Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E3 = \pm Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

### VII.5. Conclusion

Les équipements du pont jouent un rôle crucial dans la conception, le calcul et la résilience de la structure. Ils ont la responsabilité d'assurer le fonctionnement optimal du pont et la protection des usagers, notamment en cas de secousses sismiques.



**ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE**



### VIII.1. Introduction

L'infrastructure fait partie intégrante de la conception d'un ouvrage et doit être soigneusement étudiée. Son analyse ne peut être dissociée de l'ensemble du projet. La détermination des appuis et des fondations, éléments clés de l'infrastructure, nécessite une longue réflexion suivant un processus progressif et itératif. Cela nous conduit à examiner en profondeur ces composantes essentielles qui formeront les bases sur lesquelles reposera la structure. Cette étape cruciale permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage dans sa globalité.

### VIII.2. Etude de la pile

Les piles agissent comme des appuis intermédiaires pour le tablier, reprenant les forces exercées sur celui-ci. Dans notre situation, les piles sont entièrement encastrées, ce qui leur permet de supporter à la fois les forces verticales et horizontales. Les forces sismiques et de freinage sont également prises en compte.

#### VIII.2.1. Conception de la pile

Dimensions de la pile la plus haute.

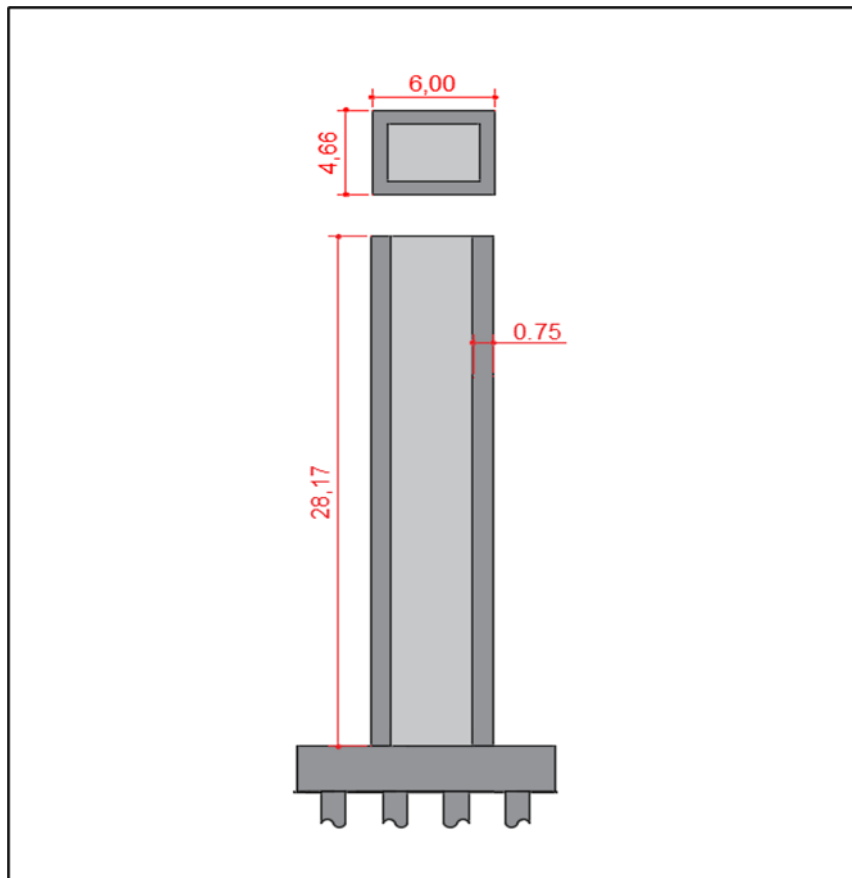


Figure.VIII. 1:Dimensions de la pile la plus haute.

#### VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

L'élanement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = lf / i \leq 70.$$

lf: la longueur du flambement de la pile la plus haute  $lf=2 \times h$ .

i: rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{s}}$

❖ Application numérique

$lf=2 \times 28.17 = 56.34 \text{ m}$		$s=13.74 \text{ m}^2$
$I_{XX}=59.88 \text{ m}^4$	$i_x=2.09$	$\lambda=26.96 \leq 70$
$I_{YY}=38.76 \text{ m}^4$	$i_y=1.68$	$\lambda=33.54 \leq 70$

VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitation induisent des sollicitations sur la pile, se manifestant par des forces horizontales, des forces verticales et des moments, Elle sera considérée comme une console encastrée à sa base.

VIII.2.2.1. Efforts statiques

La pile plus sollicité (pile 01).

Tableau.VIII. 1: Evaluations des efforts statiques de la pile.

	Charge	Pile 01
<b>Vertical (KN)</b>	G (tablier)	48821.22
	G (fût )	9676.40
	A(l)	3885.44
	Bc	1789.28
	Bt	640.28
	D240	2386.84
	Mc120	1096.89
	ST	267.60
<b>Horizontale (KN)</b>	Freinage Bc	182.00
	Freinage A(l)	155.80
	Température	1846.56
	Retrait + fluage	290.00
<b>Moment longitudinal (KN.m)</b>	Freinage Bc	5126.94
	Freinage A(l)	4388.89
	Température	52017.65
	Retrait + fluage	8169.30

VIII.2.2.2. Efforts sismiques :

Tableau.VIII. 2:: Réactions et moments dus au séisme à la base de la pile.

Réaction	Pile 01
$F_x(\text{KN})$	21549.02
$F_y(\text{KN})$	11425.20
$F_z(\text{KN})$	59274.71
$M_x(\text{KN.m})$	394443.50
$M_y(\text{KN.m})$	347762.11

❖ Combinaisons des efforts :

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS;  $G + 1.2 A(I) + 0.6\Delta T + D$ .

ELU;  $1.35G + 1.6 A(I) + 0.9 \Delta T + D$ .

ELA ;  $G + E + 0.4 \Delta T + D + 0.2Q$ .

Tableau.VIII. 3: Combinaison des efforts à la base de la pile.

Réaction	Combinaison	Pile01
$R_v(\text{KN})$	ELS	63427.75
	ELU	85616.65
	ELA	59274.70
$R_L(\text{KN})$	ELS	1616.33
	ELU	2243.11
	ELA	22614.04
$R_T(\text{KN})$	ELA	11425.22
$M_L(\text{KN.m})$	ELS	45532.22
	ELU	63188.29
	ELA	377763.85
$R_L(\text{KN})$	ELA	347762.10
$MT(\text{KN.m})$	ELA	394443.50

VIII.2.3. Calcul du ferrailage

Vérification de la condition d'orientation :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \quad 0.12 \leq 0.16 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**tx, ty** : les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

**h, b** : les dimensions de la section .

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c20}} \quad m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$  :

$$F_{at} = \frac{w \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

**Fatot** : aire totale de l'armature passive.

❖ Application numérique

$$m_x = \frac{377763.85}{4.66 \times 6^2 \times 30 \times 10^3} = 0.075$$

$$m_y = \frac{394443.50}{4.66^2 \times 6 \times 30 \times 10^3} = 0.10$$

$$n = \frac{85616.65}{4.66 \times 6 \times 30 \times 10^3} = 0.10$$

$$\eta = m_y / m_x = 1.34$$

Le rapport  $\eta$  donné peut être encadré par une borne supérieure  $\eta_s$ , et une borne inférieure  $\eta_i$ ,  
Tel que :  $\eta_i < \eta < \eta_s$  /  $1.0 < 1.48 < 2.0$

Pour déterminer le grandeur  $\omega$  il est nécessaire de trouver les deux bornes inférieure et supérieure ( $\omega_i, \omega_s$ ) tel que  $\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i)$

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

On tire  $\omega_i(n_i, m_x) : \omega_i = 0.26$

$\omega_s(n_s, 0.5m_y) : \omega_s = 0.29$

$$\omega = 0.26 + \frac{0.29 - 0.26}{2 - 1} (1.34 - 1) = 0.27$$

Direction longitudinale ( $\eta = 1$  et  $\omega = 0.30$ )

$$F_{at} = \frac{w \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.328 \times 4.66 \times 6 \times 30 \times 10^4}{500} = 4529.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté b)} : 0.2 \times F_a = 905.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté h)} : 0.3 \times F_a = 1358.86 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{s\text{-min}} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \quad A_{s\text{-min}} \geq 503.28 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres**

Coté b : 116HA32      2 nappe HA32/ e=20 cm

Coté h : 172HA32      2 nappe HA32/ e=17.5 cm

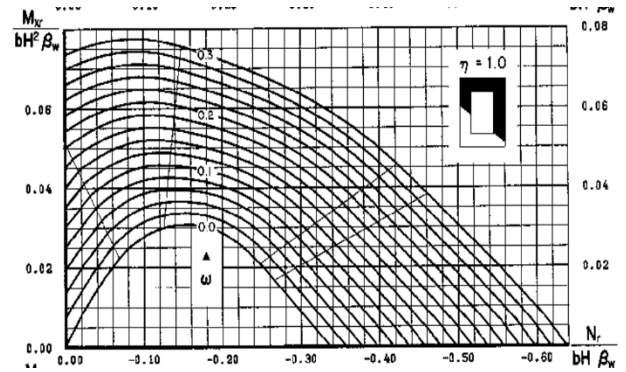


Figure.VIII. 2:abaque de Walther

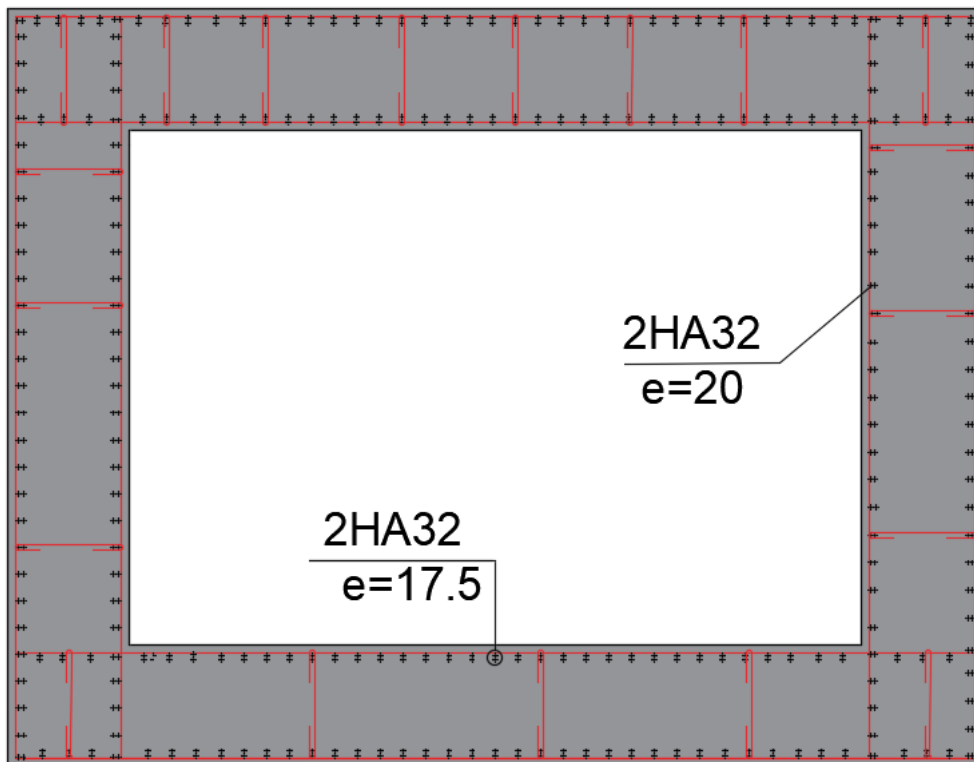


Figure.VIII. 3:Ferrailage de la pile.

❖ **Armature transversale :**

Les barres transversales de section  $A_t$  assurent le maintien des barres longitudinales de section  $A_l$ .

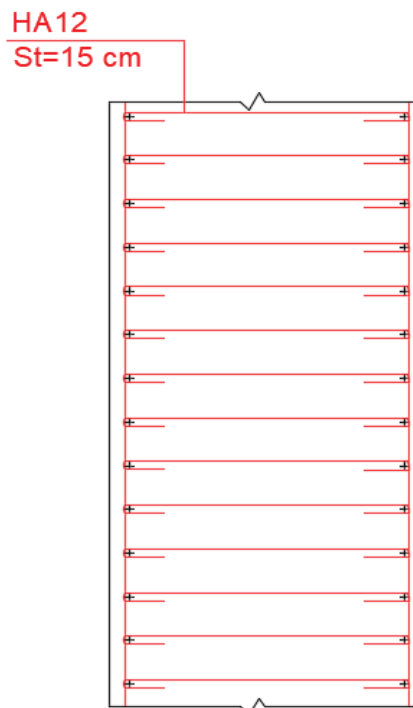
$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

St : l'espacement des armatures transversales selon.R.P.O.A (article 7.2.1.2)

St = Min (12.ϕl ; d ; 200mm) → St = 20 cm

**Tableau.VIII. 4:Ferrailage transversal des piles en section creuse.**

Dimensions	Coté b	Coté h
A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	905.90	1358.86
St(cm)	20	20
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	113.23	169.85
∅(mm)	HA12/e=15cm	HA12/e=15cm



**Figure.VIII. 4:Ferrailage transversale de la pile.**

### VIII.3. Etude de la culée

Les culées sont des éléments essentiels dans la construction des ponts. Elles constituent les extrémités de l'ouvrage d'art et assurent la transition entre le remblai de la route d'accès et le tablier du pont. Leur conception dépend de nombreux facteurs tels que la hauteur, la pente des remblais adjacents, la nature du sol de fondation et les conditions hydrogéologiques du site.

#### VIII.3.1. Conception des culées

On distingue généralement trois types principaux de culées de ponts :

1. Les culées enterrées ou semi-enterrées : Elles sont noyées en grande partie dans le remblai d'accès au pont.
2. Les culées remblayées : Elles sont constituées d'ensembles de murs ou voiles en béton armé formant une sorte de caisson ouvert sur l'avant. L'espace entre les voiles est remblayé après construction.
3. Les culées creuses : Elles ont une forme de caisson ou boîte renversée en béton armé, généralement avec des ouvertures latérales pour le drainage.

On opte pour notre cas **une culée remblayée** (appui et soutien des remblais).

##### VIII.3.1.1. Prédimensionnement de la culée :

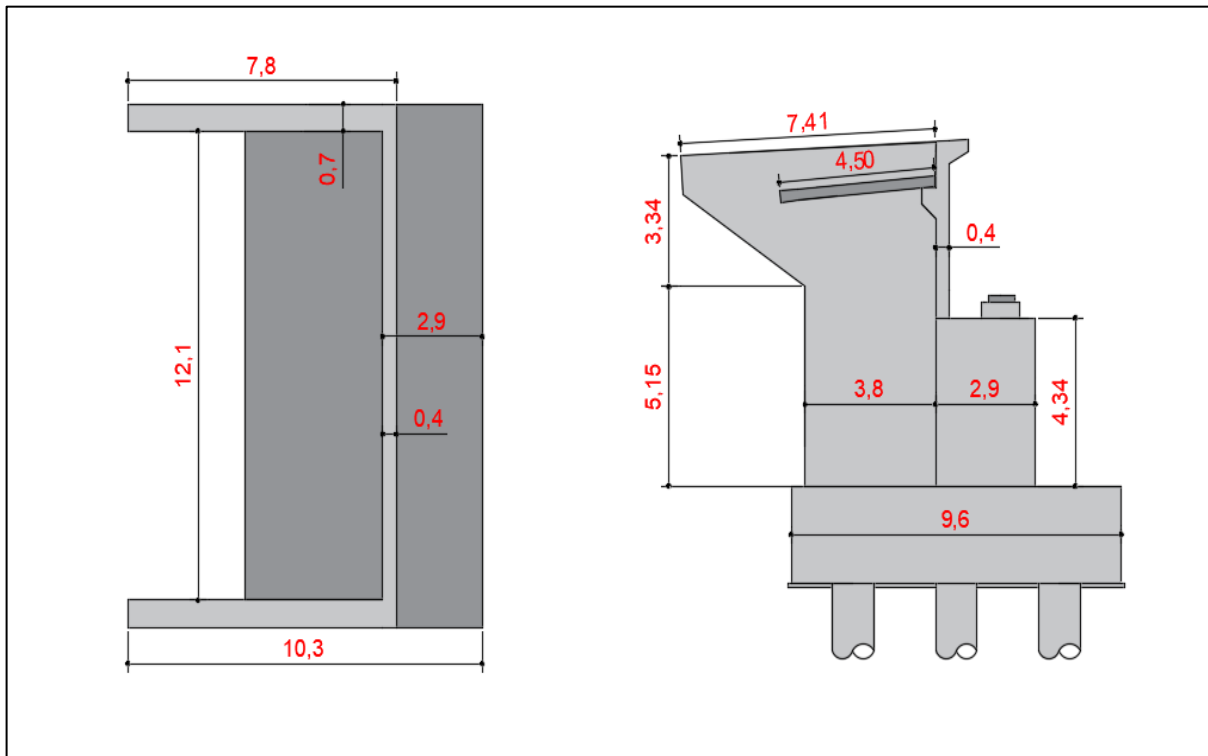


Figure.VIII. 5:Les dimensions des éléments de la culée.

Tableau.VIII. 5.: Les dimensions des éléments de la culée.

Éléments	Dimensions	Poids (KN)
<b>Mur frontale</b>	Longueur=13.5m Epaisseur =2.9 m Hauteur= 4.34 m	4247.78
<b>Mur garde-grève</b>	Longueur=12.1 m Epaisseur =0.4 m Hauteur= 4.34 m	525.14
<b>Mur en retour</b>	Surface=41.5 m <sup>2</sup> Epaisseur= 0.7m	726.25
<b>Dalle de transition</b>	Longueur=4.5m Epaisseur = 0.4m Largeur=12.1 m	21.78
<b>Corbeau</b>	Surface=0.24 m <sup>2</sup>	72.60
<b>Semelle</b>	Longueur=9.6 Largeur=13.8 Épaisseur=2.5 m	331.20

**VIII.3.2. Efforts sollicitant la culée :**

La culée doit être sollicité par plusieurs efforts verticaux et horizontaux que nous allons traiter en détail.

**VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée (La méthode de Monobe- Okabe RPOA)**

Le coefficient de poussée Kad est donné par le RPOA par la formule suivante :

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]^2}$$

**Kh=0.3 ; Kv=0.3×Kh=0.09**

- **kh** : Coefficient sismique horizontal .
- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **k<sub>v</sub>** : Coefficient sismique vertical.
- **φ= 30°** : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- **β= 3°** : angle de talus avec l'horizontale.
- **θ = artg  $\frac{kh}{1 \mp Kv}$**  .

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VIII. 6:Calcul du coefficient de poussée Kad.

Action du séisme	Kh	Kv	θ(°)	Kad
Normal	0	0	0	0.37
Séisme « horizontal ; 1+kv»	0.30	0.09	15.38	0.58
Séisme « horizontal ; 1-kv»	0.30	-0.09	18.24	0.64

VIII.3.2.2. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges

❖ Evaluation des charges statiques dues au remblai :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

- $\gamma$  : est la masse volumique de remblai ;  $\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$ .
- $H$  : est la hauteur totale de la culée ;  $H = 11.39$
- $m$ .
- $K_a$  : coefficient de poussée dans le cas normal.

Tableau.VIII. 7:Evaluation des charges statiques dues au remblai.

Poids(KN)	dv(m)	Mv(KN.m)	Fh(KN)	dh(m)	Mh(KN.m)
7316.34	3.35	24509.73	3141.40	2.96	9309.02

❖ Evaluation des efforts dus aux surcharges :

Selon RPOA, une surcharge sur remblai  $q = 10 \text{ KN/m}^2$  est appliquée sur le remblai d'accès, Ce qui génère une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{\cos\beta} K_a$$

Tableau.VIII. 8: Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.

Poids(KN)	dv(m)	Mv(KN.m)	F <sub>ah</sub> (KN)	dh	Mh(KN.m)
459.80	7.30	3356.54	393.15	4.44	1747.15

VIII.3.2.3. Evaluation des efforts issus de la culée :

Tableau.VIII. 9: Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Désignation	N (KN)	H (t)	dh(m)	dv(m)	MFV/o	MFH/o
MGG	629.20	/	1.25		786.50	/
Corbeau	72.60	/	1.62		117.61	/
Mur frontal	4247.48	/	0.00		0.00	/
Mur en retour	726.25	/	0.00		0.00	/
Semelle	9504.00	/	0.00		0.00	/
DDT	544.50	/	3.73		2030.98	/
Poussées des terres	/	3141.40	/	2.96	/	9309.02
Poussées 1t/m2	0.00	393.15	/	4.44	/	1747.15
POIDS des surcharges	459.80	/	3.35	/	1540.33	/

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontal.
- Centre du mur frontal.

VIII.3.2.4. Evaluation des efforts issus du tablier

Tableau.VIII. 10: Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Désignation	Fv(KN)	Fh(KN)	dv(m)	dh(m)	Mv(KN.m)	Mh(KN.m)
RG	4779.50	/	0.450	/	2150.78	/
R A1	1543.20	/	0.450	/	219.33	/
R Bc	1223.30	/	0.450	/	550.49	/
R MC120	1137.30	/	0.450	/	527.98	/
R D240	2416.00	/	0.450	/	1087.20	/
R St	35.70	/	0.450	/	16.06	/
H fl+rtr	/	290.00	/	4.74	/	1374.60
H T	/	160.00	/	4.74	/	758.40
Freinage A(l)	/	28.40	/	4.74	/	134.61
Freinage Bc	/	35.20	/	4.74	/	166.84

### VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

#### VIII.3.3.1. Mur garde grève

Le mur de garde-grève est soumis aux efforts suivants :

- La poussée des terres.
- La pression d'une charge locale située en arrière du mur de garde-grève.
- La force de freinage due à la charge d'exploitation.

Le ferrailage est conçu pour résister à une flexion simple.

#### ❖ Evaluation des efforts

**Moment des poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \gamma \times H^2 \times L$$

**H** : hauteur des remblais,  $H = 4.56$  m.

**K<sub>a</sub>** : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.365$ .

**L** : longueur des remblais,  $L = 1$  m.

**γ** : poids volumique du remblai,  $\gamma = 18$  KN/m<sup>3</sup>.

**Résultats :**

$$P = 0.5 \times 0.365 \times 18 \times 4.56^2 \times 1 = 63.31 \text{ KN}$$

$$M_p = 63.31 \times 4.56 / 3 = 103.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{p,ult} = 140.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{p,ser} = 103.83 \text{ kN.m}$$

**Moment due à la force de freinage  $M_{fBc}$  :**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

**μ** : coefficient de pondération  $\mu = 1.6$  (ELU) et  $\mu = 1.2$  (ELS)

**P** : charge due au système Bc,  $P = 60$  kN.

**h** : Hauteur du mur,  $h = 4.34$  m.

$$M_{P-ELS} = 69.98 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 93.31 \text{ kN.m/ml}$$

**Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge à pour expression :

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

Avec :  $K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$

$\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS.

**Bc** : coefficient de pondération du système Bc (bc=1.2).

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai  $\delta = 1.05$ .

**h** : hauteur de mur garde grève.

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2 \times 4.34} \int_0^{4.34} \frac{4.34-x}{(0.25+x)} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{9.43} \times 9.01$$

$$\frac{M_p}{K} = 11.46$$

$$K_u = 1.6 \times \delta \times K_a \times bc = 0.74$$

$$K_s = 1.2 \times \delta \times K_a \times bc = 0.55$$

$$M_{pc.ult} = K_u \times M_p/k \times 10 \rightarrow M_{pc.ult} = 84.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{pc.ser} = K_s \times M_p/k \times 10 \rightarrow M_{pc.ser} = 63.03 \text{ kN.m}$$

Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.35MG + 1.6 MQ$$

$$\rightarrow M_u = 318.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = MG + 1.2 MQ$$

$$\rightarrow M_s = 236.84 \text{ kN.m}$$

❖ **Calcul de la section d'acier :**

**AS = 31.6 cm<sup>2</sup>/ml**, donc : on opte **7HA25/ml** pour (AS = 34.36 cm<sup>2</sup>) / coté remblai, avec un espacement de **15 cm**.

**Armature de construction :**

$$As' = As/3 = 10.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on opte pour 7HA16/ml coté tablier Avec un espacement de 15 cm.

**Armatures transversales :**

$$At = As/4 = 7.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on opte pour 7HA12/ml (At = 10.74 cm<sup>2</sup>) avec e = 15 cm.

### VIII.3.3.2. Dalle de transition

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

❖ **Evaluation des efforts :**

**Remblais :**  $h = 0.97 \text{ m}$  ;  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$

**La dalle :**  $L = 4.5 \text{ m}$  ;  $e = 0.4 \text{ m}$  ;  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

**Revêtement :**  $e = 0.08 \text{ m}$  ;  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

**Surcharges :**  $Q = 10 \text{ kN/m}^2$

**Tableau. VIII. 11: Evaluations des efforts de la dalle de transition.**

Type de charge	Q kN/m <sup>2</sup>	M(KN.m)	V(KN)
Poids propre	10.00	22.50	22.50
Revêtement	1.92	4.32	4.32
Remblai	17.46	39.29	39.29
Surcharges	10.00	22.50	22.50

**Combinaisons d'actions :**

A l'ELU:  $M_u = 1.35MG + 1.6 MQ \rightarrow M_u = 125.24 \text{ kN.m/ml}$

$V_u = 1.35VG + 1.6 VQ \rightarrow V_u = 125.24 \text{ kN/ml}$

A l'ELS:  $M_s = MG + 1.2 MQ \rightarrow M_s = 88.61 \text{ kN.m/ml}$

$V_s = VG + 1.2 VQ \rightarrow V_s = 88.61 \text{ kN/ml}$

❖ **Calcul de la section d'acier :**

Section d'acier :  $A_s = 11.1 \text{ cm}^2$  On prend 8HA14/ml avec  $St = 15 \text{ cm}$  ;

Armatures longitudinales : barres de HA12 avec  $St = 15 \text{ cm}$  (nappe supérieur et nappe inférieur).

Armature de construction :  $A'_s = A_s/3$  ; Soit : 7HA12/ml avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

### VIII.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

**Evaluation des efforts (corbeau arrière) :**

- Réaction due au poids propre des charges permanentes :

$$R_g = q \times l$$

$$q = 0.24 \times 25 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$R_g = 2.4 \text{ KN}$$

**L :** longueur de la dalle de transition ( $L = 4.5 \text{ m}$ )

- Réaction due aux charges permanentes :

**q :** charges permanentes ;  $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}} = 29.38 \text{ KN/m}$

$$R_Q = 66.11 \text{ KN}$$

- Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_s = \frac{Ql}{2}$$

$$R_s = \frac{10 \times 4.5}{2} = 22.5 \text{ KN}$$

- Charge verticale de système bt :

V=160 KN donc V=13.22 KN/ml

Selon le BAEL91, le ferrailage de corbeau est calculé comme une console courte :

**Armatures supérieurs tendus :**

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

**M<sub>u</sub>** : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement.

**V<sub>u</sub>** : 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.

**d** : la hauteur utile ( distance du centre de gravité des armatures supérieurs de section A au parement le plus comprimé.

$$\delta = \frac{b}{a}$$

**Z** prix égal la plus petite des valeurs suivantes :

$$Z=0.7 \times d (1+0.1 \times \delta) \quad \text{ou} \quad Z=2.4 \times a \times (0.4+0.1 \delta)$$

**Armatures répartis :**

$$\sum A_r = \lambda \times A$$

Ar L'aire totale de la section de ces armatures

$$\lambda = \frac{1}{4} \times \left( \delta + 12 \frac{\tau_u}{f_{cj}} - 1 \right)$$

Tel que :  $f_{cj} \leq 30 \text{ MPa}$  et  $\delta \leq 4$

**$\tau_u$**  : la contrainte tangente conventionnelle à l'état limite ultime.

$$\tau_u = \text{Min} (\tau_u = 0.03(2 + \delta)f_{cj}; \tau_u = 4 \text{ MPa})$$

**Application numérique :**

**Armatures supérieurs tendus :**

Combinaison d'actions sur le corbeau :

$$M_{ELU} = 57.35 \text{ KN.m/ml} =$$

$$V_{ELU}=91\text{KN/ml}$$

Donc  $a=0.63$

$$d=0.75 \text{ m donc } \delta = \frac{0.75}{0.63} = 1.19$$

$$\tau_u = 2.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(2.87 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.87 \text{ MPa}$$

$$Z = \min 0.7 \times (1 + 0.1 \times 1.19) = 0.78 \text{ m et } 2.4 \times 0.63 \times (0.4 + 0.1 \times 1.19) = 0.75 \text{ m}$$

$$Z=0.75 \text{ m}$$

$$A = \frac{57.35}{0.75 \times \frac{500}{1.15}} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ CNF}} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.22 \text{ cm}^2$$

$A_s=4.22 \text{ cm}^2$  On opte : HA12 avec un espacement de 15 cm.

Armatures de construction : on opte HA10 avec un espacement de 15 cm.

### ❖ Ferrailage du corbeau arrière :

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

• Section d'acier :  $A = 7.6 \text{ cm}^2$  On prend **8HA12/ml** avec un espacement  $e=15 \text{ cm}$

• Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **4HA10/ml**

### ❖ Ferrailage du corbeau avant :

Le corbeau avant est sollicité par les charges suivant :

Le poids propre  $V=6.25 \text{ KN/ml}$

Revêtement  $V=1.34 \text{ KN/ml}$

Charge verticale  $V=13.22 \text{ KN /ml}$  (système bt)

On trouve  $A_s=4.09$  donc on opte : HA12 avec un espacement de 15 cm.

Armatures de construction : on opte HA10 avec un espacement de 15 cm.

VIII.3.3.4. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont.

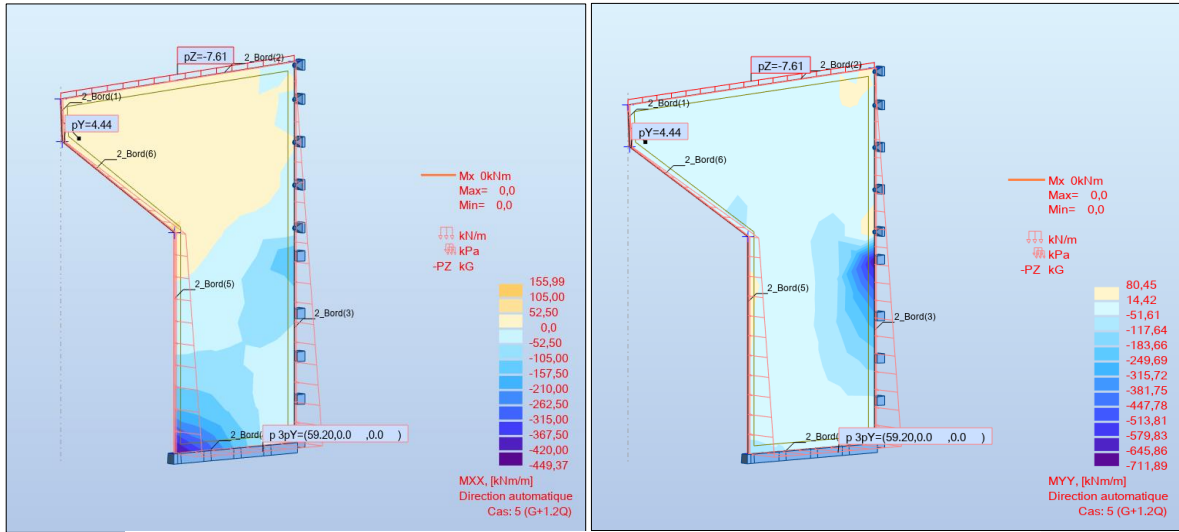


Figure.VIII. 6: Les moments Mxx sur le mur en retour (ELS).

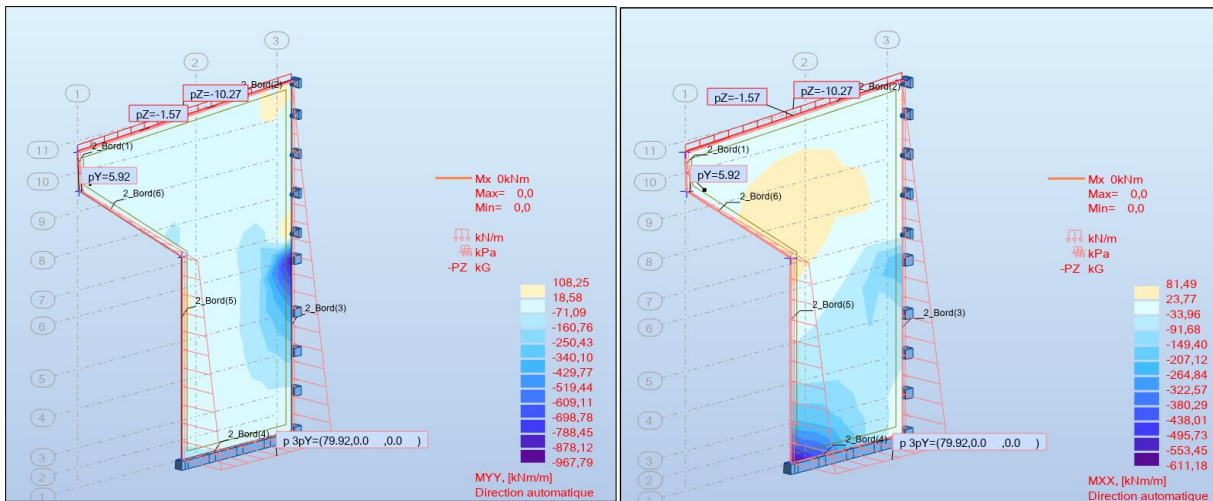


Figure.VIII. 7: Les moments Myy sur le mur en retour (ELU).

Résultats à ELS :

$$M_{XX} = -262.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{YY} = -447.78 \text{ KN.m}$$

Résultats à ELU :

$$M_{XX} = -350 \text{ KN.m}$$

$$M_{YY} = -609.11 \text{ KN.m}$$

❖ Le ferrailage horizontal :

Section d'acier : Avec Robot expert AS = 11.9 cm<sup>2</sup> ; Donc : on opte pour 8HA14/ml / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armatures de constructions : A'S = AS/3 ; Donc : on opte pour 7HA12/ml / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

❖ Ferrailage verticale :

**Section d'acier** : Avec Robot expert  $AS = 20.8 \text{ cm}^2$

Donc : on opte pour 7HA20/ml / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

**Armatures de constructions** :  $A'S = AS/3 = 7.93 \text{ cm}^2$  ;

Donc : on opte pour 7HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

### VIII.3.3.5. Mur frontale

#### Evaluation des efforts :

Les efforts agissent sur le mur frontale sont indiqués dans les **Tableau VIII. 9 et VIII .10**

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir ANNEXE C).

**Tableau.VIII. 12 : Le résultat des combinaisons les plus défavorable.**

	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)	M(KN.m/ml)	N(KN/ml)
ELS max	22919.53	3998.55	-11431.09	-944.72	1697.75
ELU max	31616.37	5263.83	-18853.07	-1396.52	2341.95

#### ❖ Ferrailage du mur frontal

- Ferrailage vertical :  $As1 = 29 \text{ cm}^2$ ,  $As2 = 29 \text{ cm}^2$  On prend 7HA25/ml avec un espacement  $St=15 \text{ cm}$ .
- Ferrailage horizontal :  $Ast = As/4$  ; Soit : 7HA12/ml avec un espacement  $St=15 \text{ cm}$
- Armature de construction :  $A's = As/3$  ; Soit : 7HA14/ml avec un espacement  $St=15 \text{ cm}$

### VIII.4. Etude de fondation :

Vu que nous avons une semelle souple par rapport à la hauteur de la pile, nous ne pouvons pas déterminer le ferrailage avec les méthodes standard. C'est pourquoi nous avons modélisé les pieux sur le logiciel Midas Civil.

#### VIII.4.1. Etude de la semelle

**Tableau.VIII. 13:Prédimensionnement de la semelle**

	Semelle sur pile	Semelle sur culée
L(m)	13.20	14.00
B(m)	13.20	9.20
H(m)	2.50	3.00

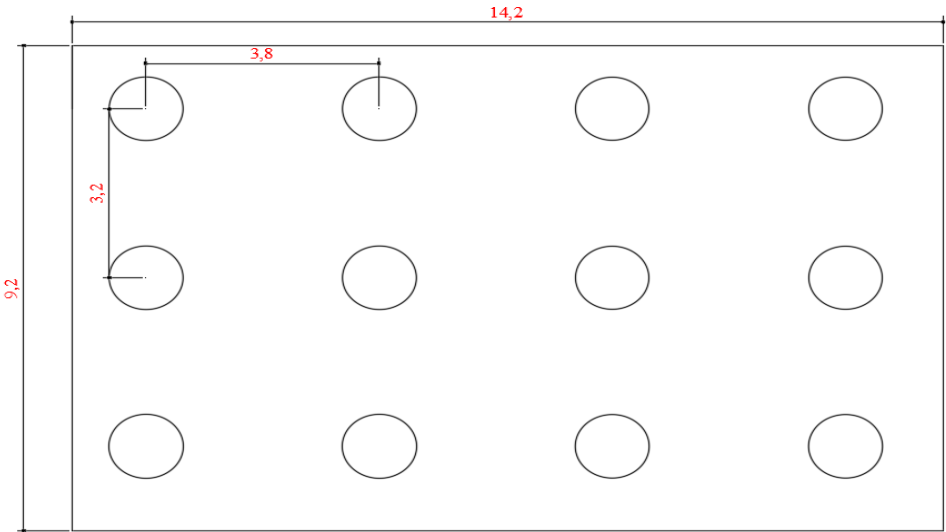


Figure.VIII. 8:Dispositions des pieux (semelle sous la culée).

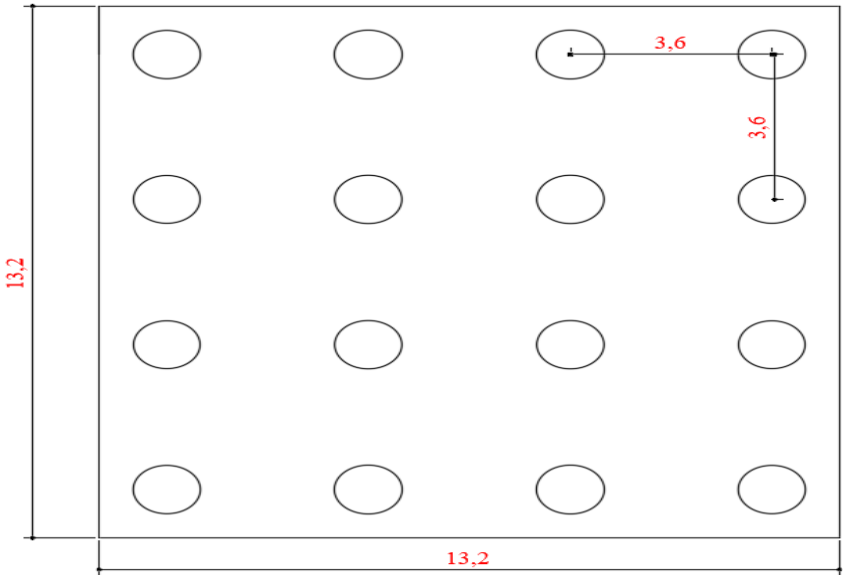


Figure.VIII. 9:Dispositions des pieux (semelle sous la pile).

VIII.4.2. Modélisation de la semelle sous pile

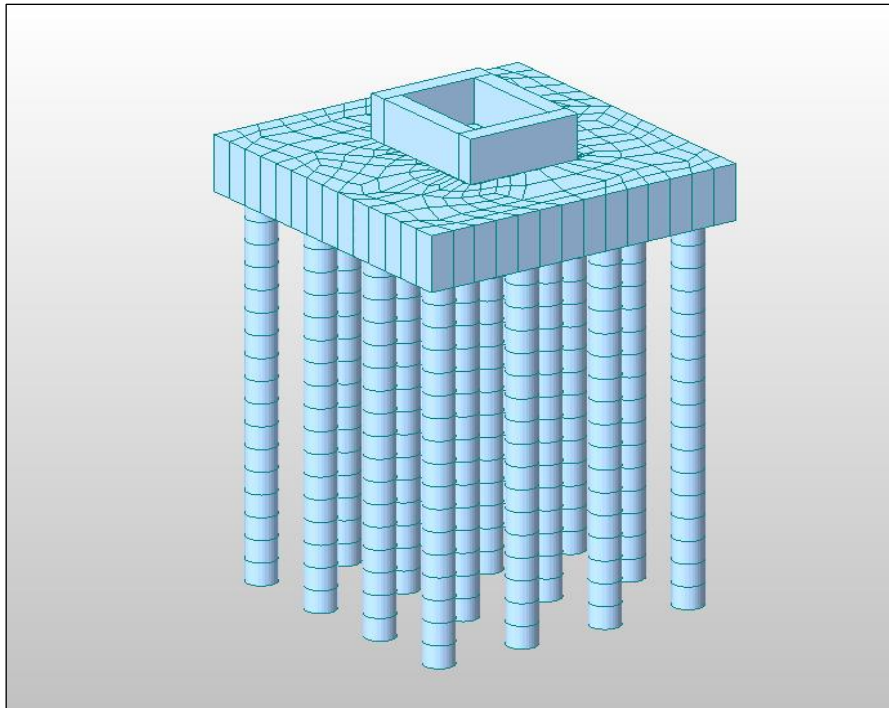


Figure.VIII. 10:Modélisation de la semelle +les pieux sous la pile

#### VIII.4.3. Ferrailage de la semelle sous la pile :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de :

$$0.25\% B < \rho g < 1.5\% B \quad \text{en traction}$$

Tableau.VIII. 14: section de ferrailage (semelle sous pile).

Type de sollicitation	Mxx(KN.m)		Myy(KN.m)	
	Max	Min	Max	Min
ELS	7354.75	-1422.05	6372.65	-3166.52
ELA	13571.30	-7309.95	12704.40	-5444.72
As(cm <sup>2</sup> /ml)	135.02	68.60	116.10	68.60

Dans le sens X :

❖ Armatures transversales inférieures :

As=135.02 cm<sup>2</sup>/ml on opte pour **2×9HA32/ml**. Avec e = 12.50 cm.

❖ Armatures transversales supérieures :

AS2 =68.60 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit : **9HA32/ml**, avec e = 12.50 cm.

Dans le sens Y :

❖ Armatures longitudinales inférieures :

AS =116.10 cm<sup>2</sup>/ml. Donc : on opte pour **2×9HA32/ml**. Avec e = 15 cm.

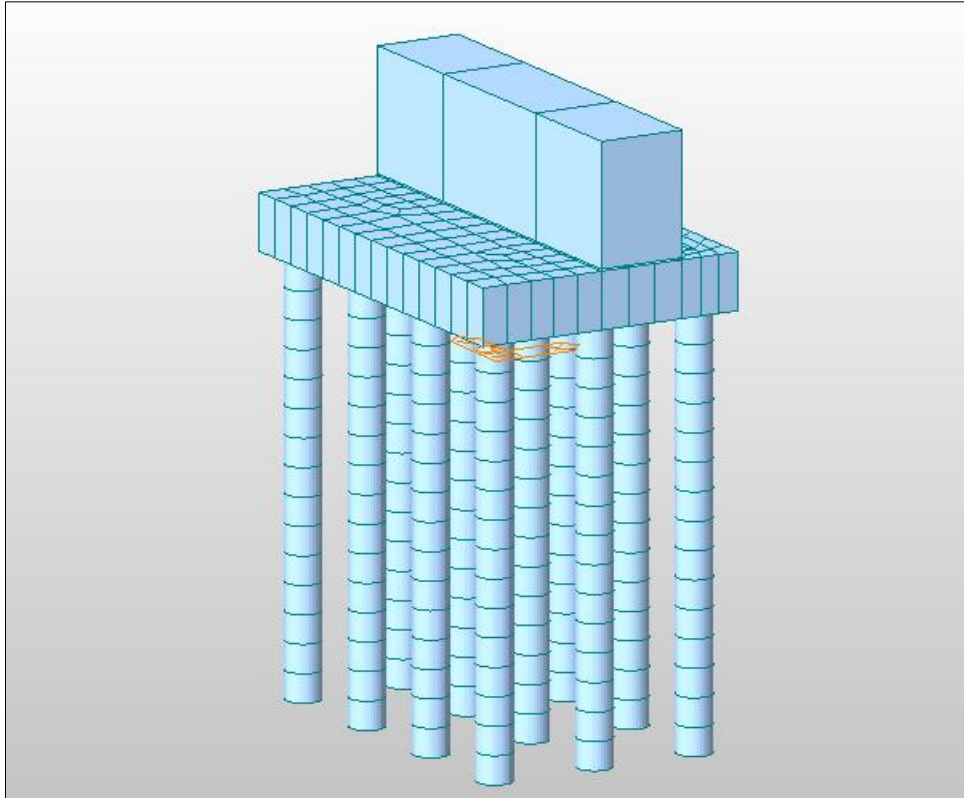
❖ **Armatures longitudinales supérieures :**

$AS2 = 68.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : **9HA32/ml**, avec  $e = 15 \text{ cm}$ .

❖ **Armatures latérales :**

Soit :  $As=13.5 \text{ cm}^2/\text{ml} = \mathbf{5HA20}$ , avec un espacement de  $25 \text{ cm}$ .

**VIII.4.4. Modélisation de la semelle sous la culée**



**Figure.VIII. 11:Modélisation de la semelle +les pieux sous la culée.**

**VIII.4.5. Ferrailage de la semelle sous la culée**

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de :

$0.25\% B < \rho g < 1.5\% B$  en traction

$0.10\% B$  en compression

$$B=0.0025 \times 2 \times 1 = 50.00 \text{ cm}^2$$

**Tableau.VIII. 15:Section de ferrailage (semelle sous la culée).**

Type de sollicitation	Mxx (KN.m)		Myy(KN.m)	
	Max	Min	Max	Min
ELS	1463.35	-303.40	1325.63	-290.32
ELA	5350.89	-1173.94	5516.73	-1133.71
As(cm2/ml)	56.70	54.60	58.60	54.60



### VIII.5.2. Ferrailage des pieux

#### ❖ Cas de la pile :

$A_s = 259.9 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 34HA32.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

#### ❖ Cas de la culée :

$A_s = 113.10 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 24HA25.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 12.5 cm dans la zone de critique.

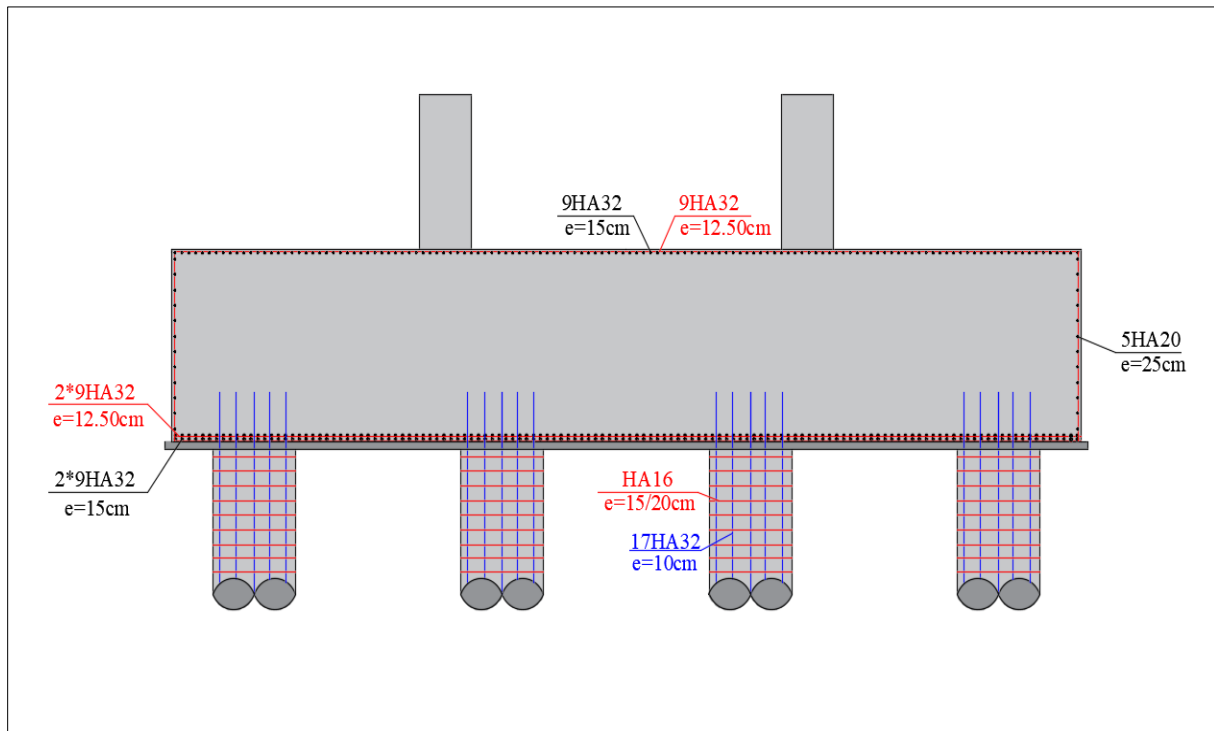


Figure.VIII. 12:Ferrailage de la semelle de la pile.

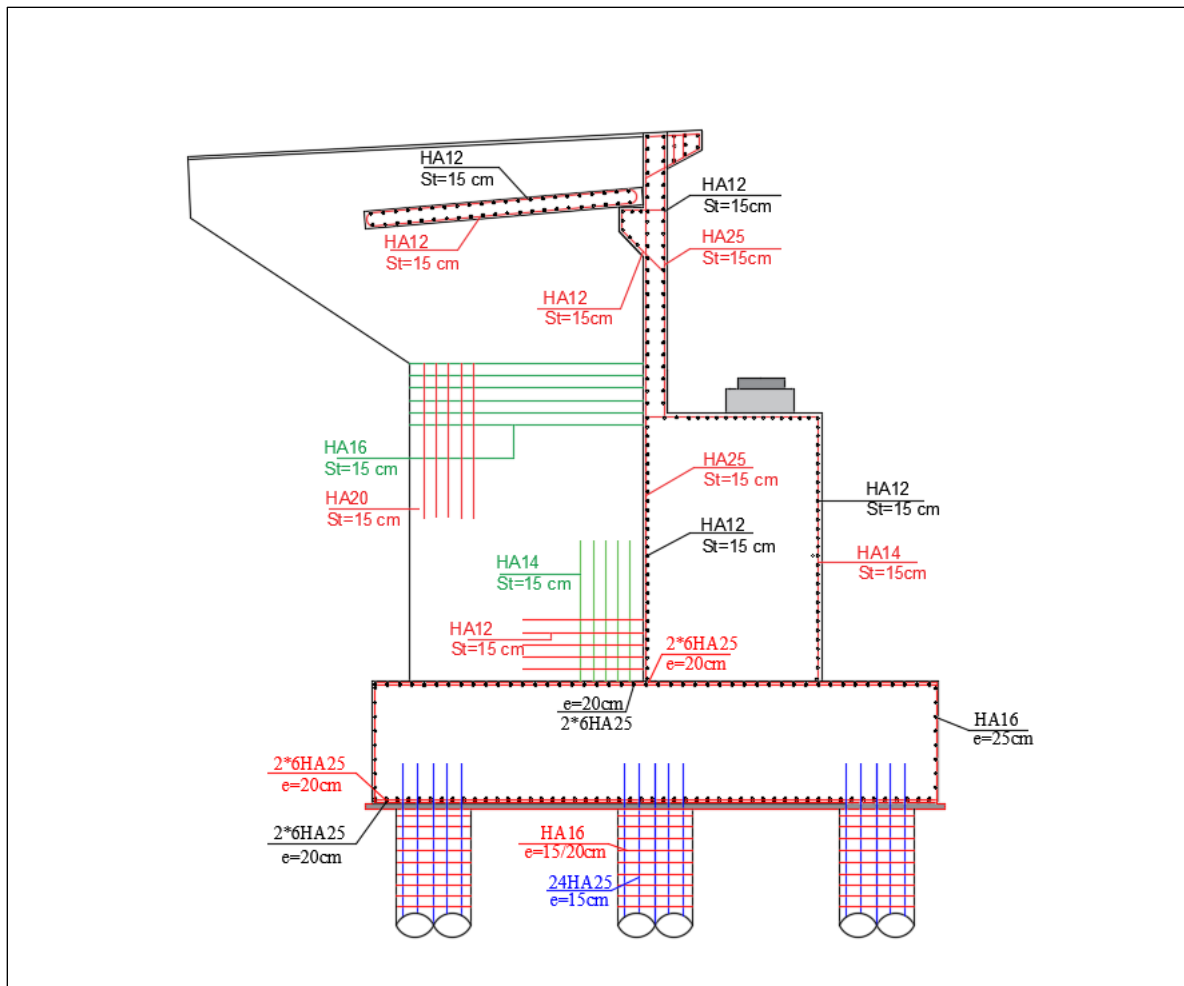


Figure.VIII. 13:Ferrailage des éléments de la culée.

### CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons réalisé m'a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises lors de mon cursus de trois ans à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Ce travail a été l'opportunité pour nous d'appréhender les différentes techniques d'analyse des phénomènes physiques, de transposer ces modélisations dans un logiciel de calcul, ainsi que de maîtriser la réglementation régissant les principes de dimensionnement des ouvrages d'art. Cet apprentissage a été rendu possible grâce à l'étude de nombreuses références bibliographiques, à l'utilisation d'outils de calcul informatiques et surtout au contact d'ingénieurs et de chercheurs expérimentés dans le domaine du génie civil.

De manière générale, l'étude d'un pont nécessite la maîtrise de plusieurs disciplines scientifiques liées au génie civil, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

Enfin, ce mémoire a constitué pour nous, en tant qu'élèves ingénieurs, une première expérience très enrichissante, tant sur le plan des connaissances et informations acquises que sur l'aspect organisationnel et la gestion du temps.

## 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] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

[4] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

[5] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[6] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[7] 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.

[8] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

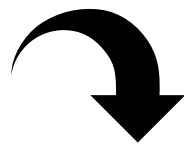
[9] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.t

[10] RCPR, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, Algerie,2009.

[11] Joint de chaussée CIPEC, FREYSSINET, France, juin 2010.

[12] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraintes par Jacques MATHIVAT, Paris,1979.

**ANNEXE A**  
**RESULTATS DES ESSAIS**  
**GEOTECHNIQUES**



## ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

**Tableau A. 1: Résultat des essais de sondage pressiométrique SP30 PK 13+200.**

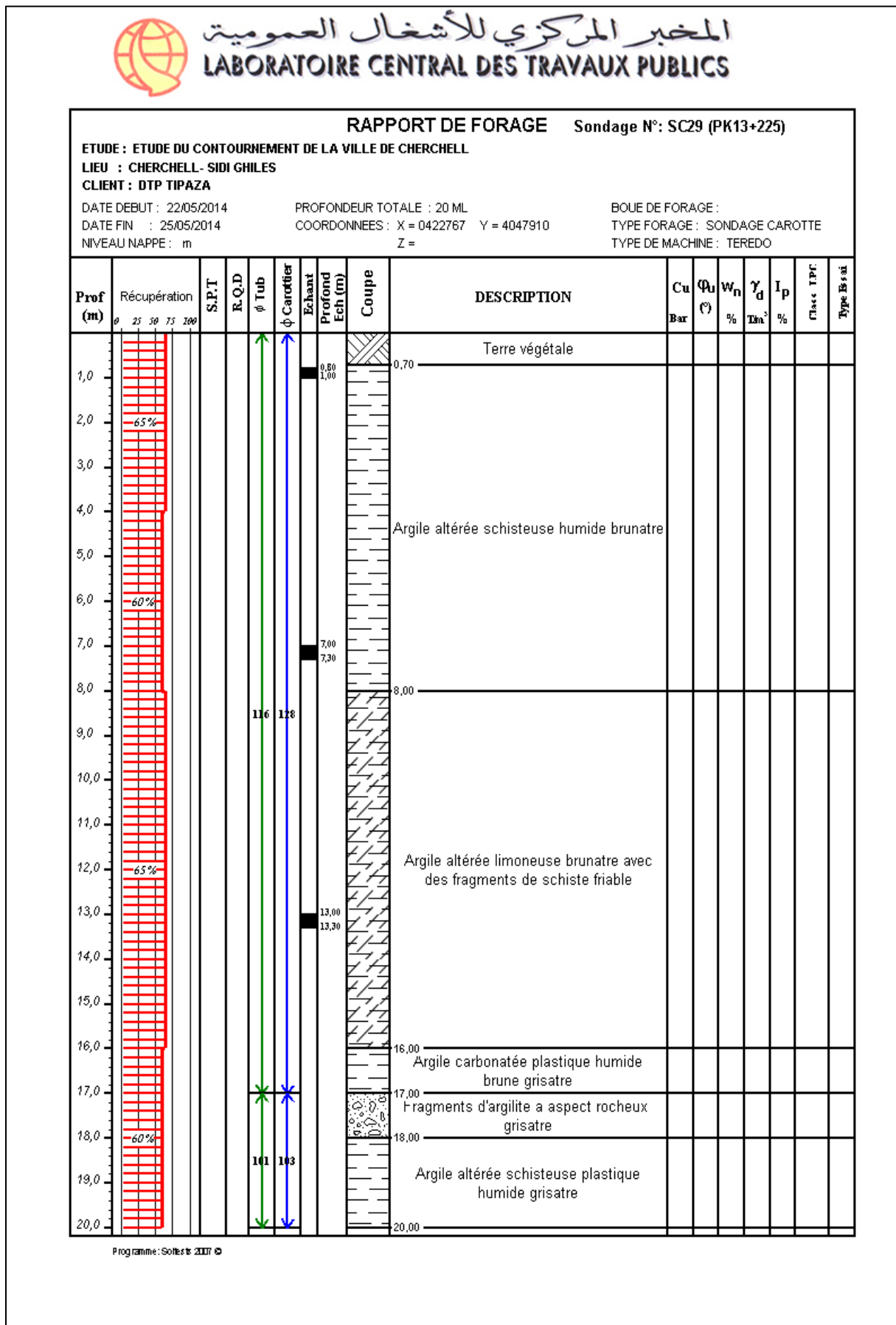
Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
1.5	135.85	8.82	15.41
3	324.48	11.05	29.36
4.5	340.03	11.77	28.89
6	837.82	14.94	96.08
7.5	630.18	25.32	24.88
9	1612.69	43.58	37
10.5	1355.14	38.66	35.05
12	965.29	43.06	22.42
13.5	2171.5	73.02	29.74
15	2453.82	60.76	40.39
16.5	2613.75	85.54	30.55
18	2575.13	60.12	42.83
19.5	2675.82	50.57	52.91

**Tableau A. 2: Résultat des essais de sondage pressiométrique SP30 PK 13+475**

Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
1.5	493.57	36.81	13.41
3	817.67	49.02	16.68
4.5	1063.16	43.28	24.56
6	759.35	43.35	15.7
7.5	553.54	48.84	11.33
9	742.1	49.72	14.93
10.5	873.33	49.9	17.5
12	1359.69	54.73	24.84
13.5	627.51	51.88	12.1
15	1688	55.51	30.41
16.5	1567.19	50.52	31.02
18	644.11	50.94	12.65
19.5	464.06	50.79	9.14

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## Exemple d'un sondage carotté.

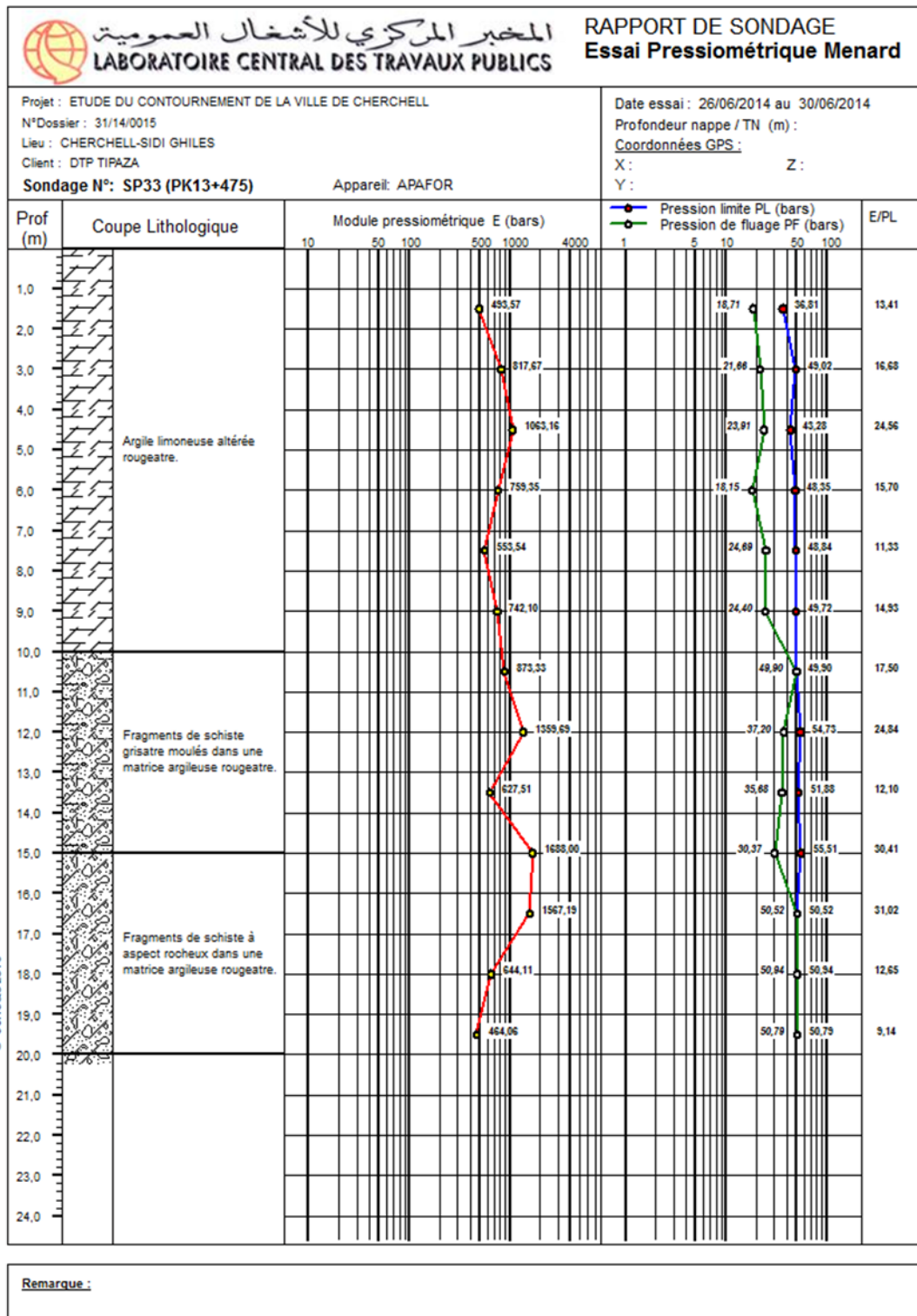




**Figure A. 1: Sondage carotté SC 29 : profondeur (18.00 m-20.00m).**

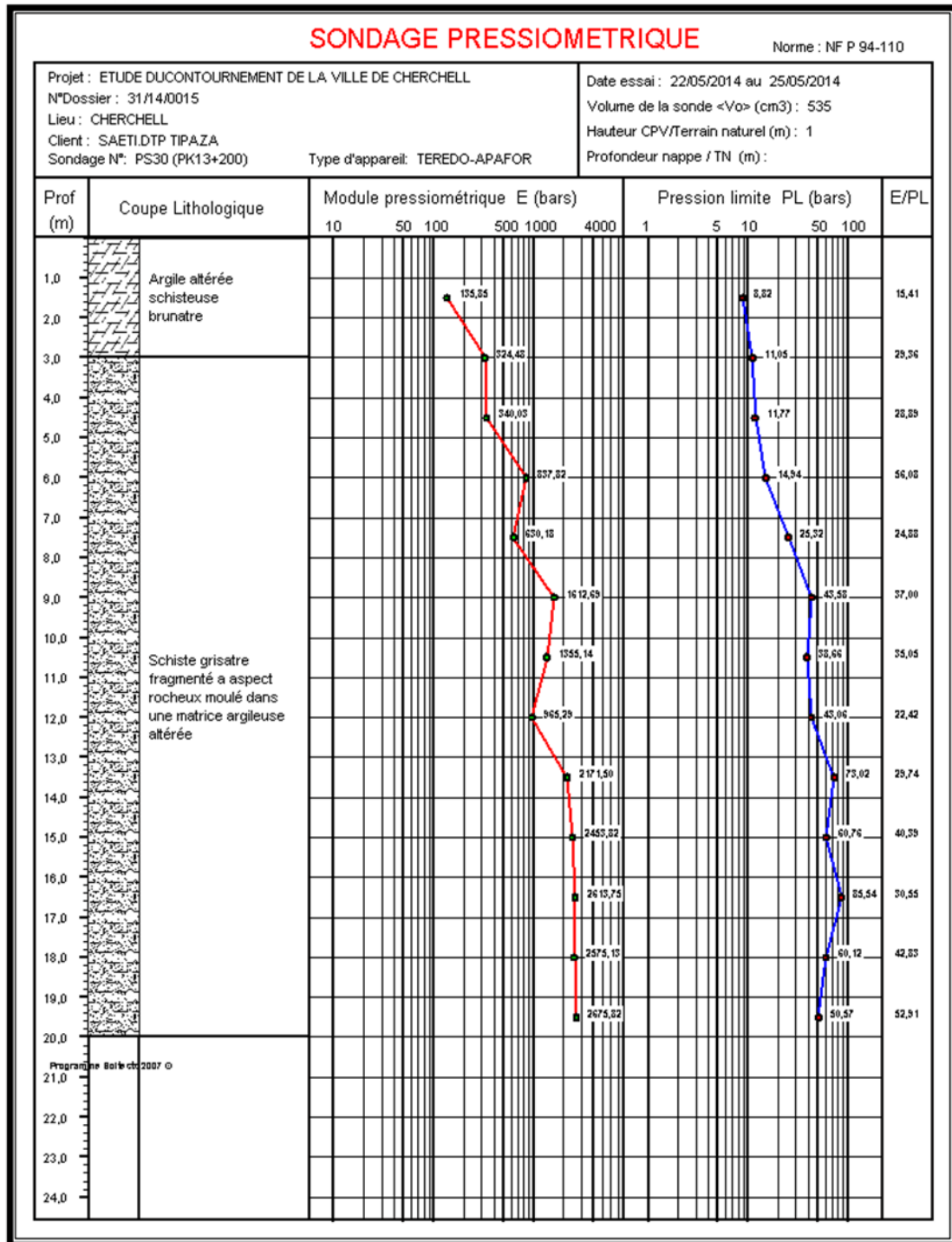
# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## Exemple d'un essai pressiométrique.



# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## Exemple d'un sondage pressiométrique.



**ANNEXE B**  
**DIAGRAMMES DES EF-**  
**FORTS INTERNES**







## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

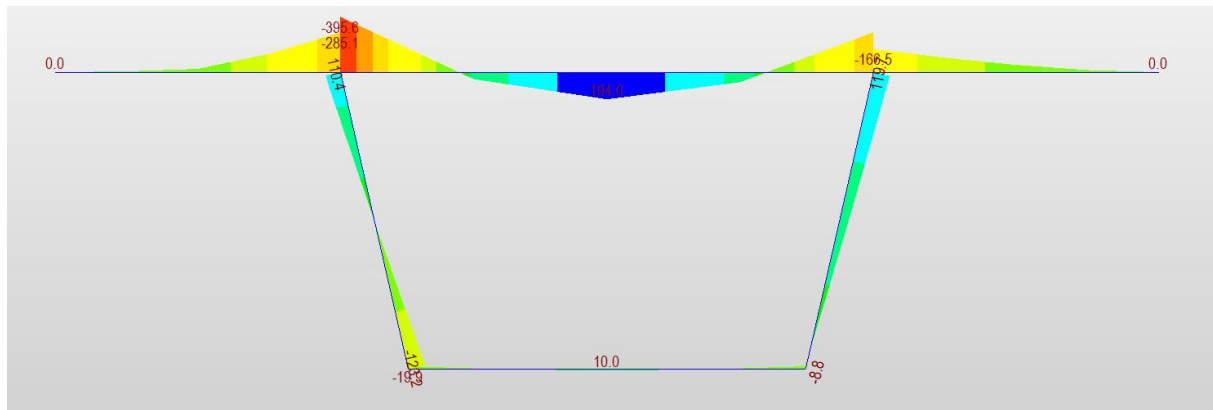


Figure B. 5: Diagramme des moments sous la combinaison  $1.35G+1.6Bt+1.6St$  (KN .m)

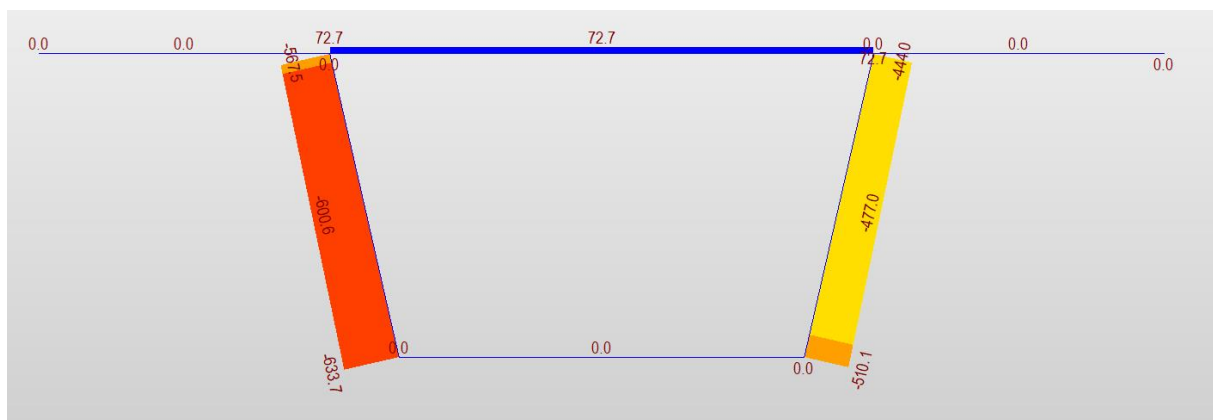


Figure B. 6: Diagramme des Effort tranchant sous la combinaison  $1.35G+1.6Bt+1.6St$  (KN )

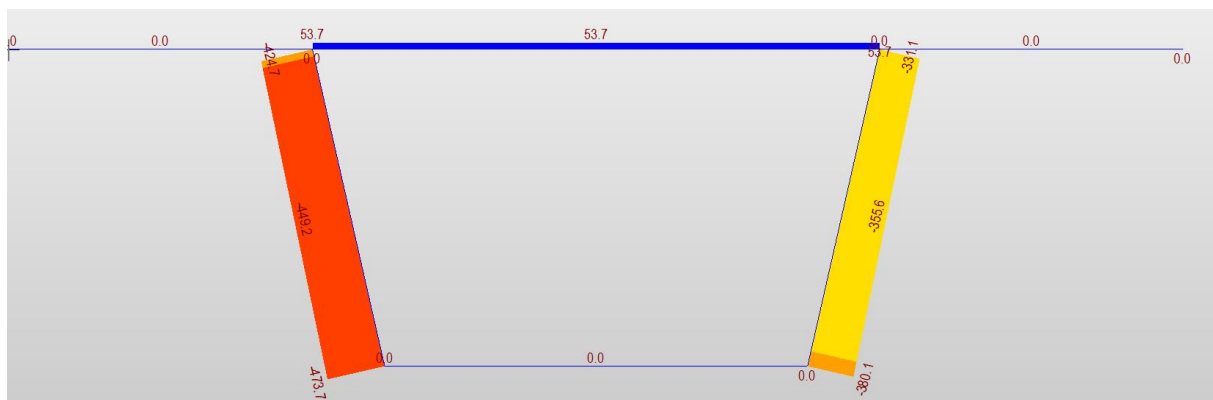


Figure B. 7: Diagramme des Effort tranchant sous la combinaison  $G+1.2Bt+St$  (KN )

## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

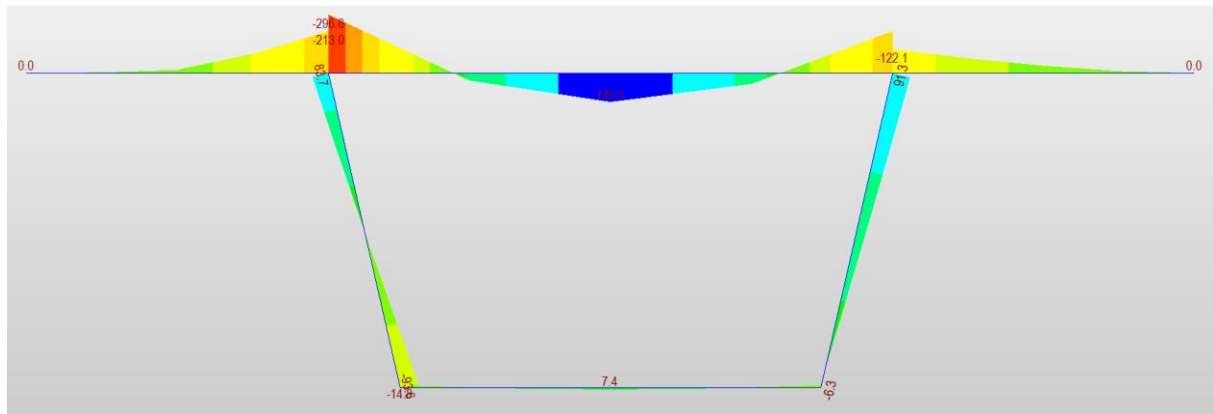


Figure B. 8 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt+St (KN .m)

### Diagrammes des efforts internes longitudinaux

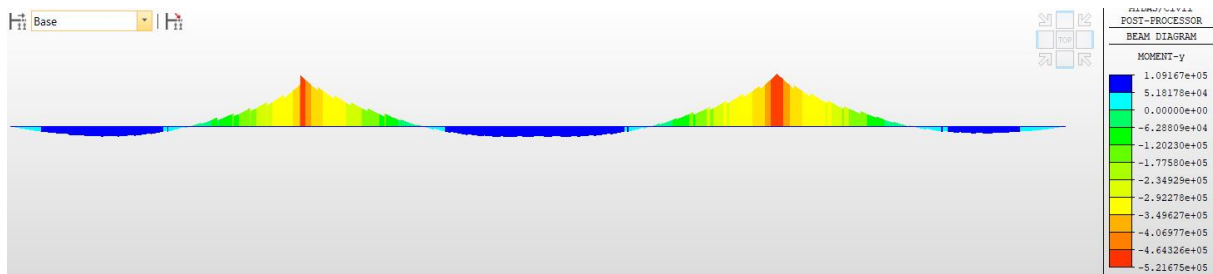


Figure B. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
1.35G+1.6A3+1.6S+T+Δθ+P(KN .m)

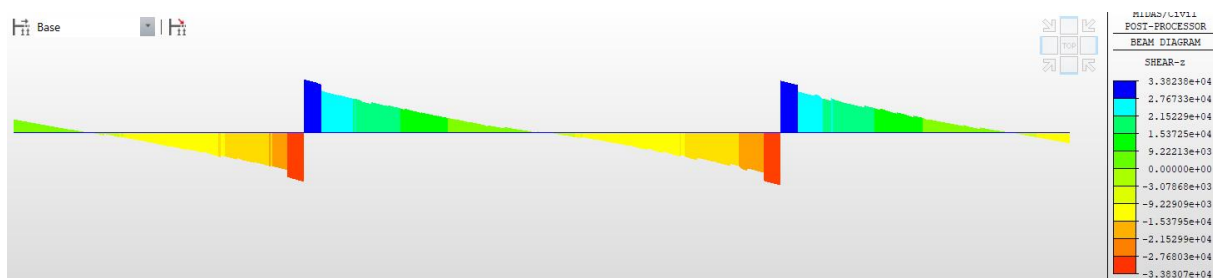
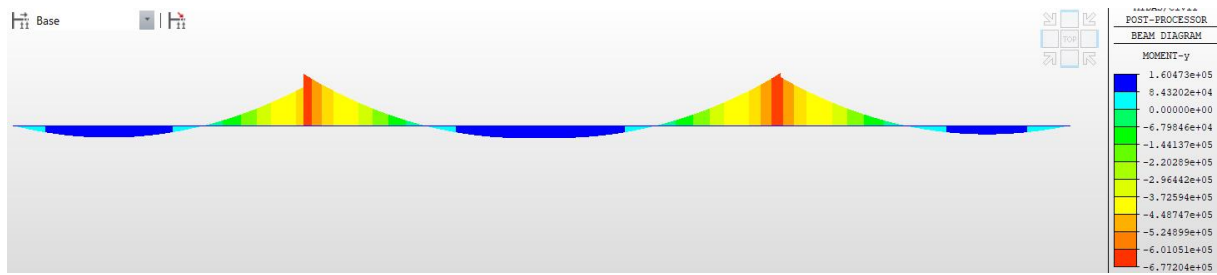
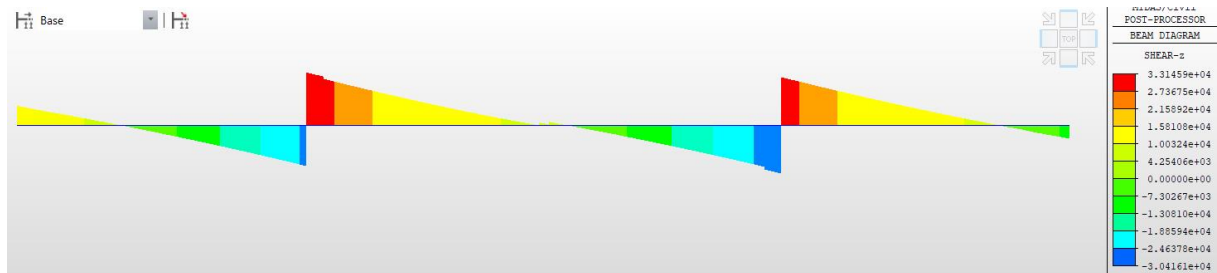


Figure B. 10: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
1.35G+1.6A3+1.6S+T+ Δθ+P.(KN )

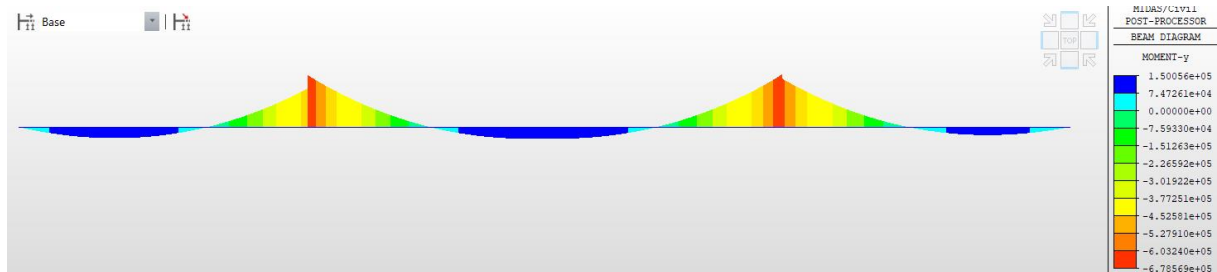
## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES



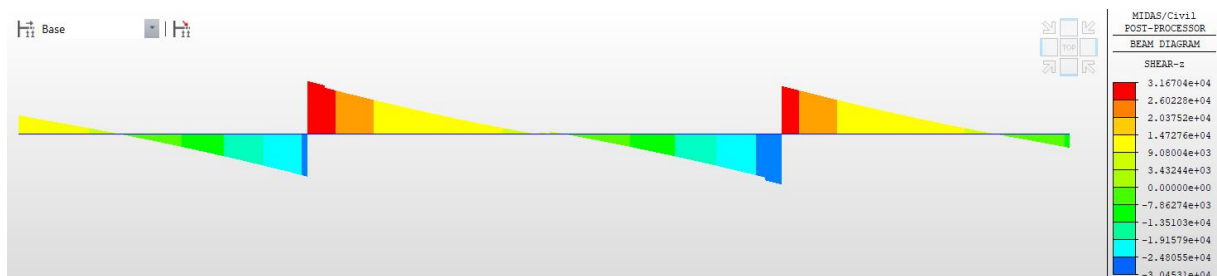
**Figure B. 11: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bc+1.6S+ \Delta\theta +T+P.$ (KN.m)**



**Figure B. 12: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bc+1.6S+ \Delta\theta +T+P.$ (KN)**

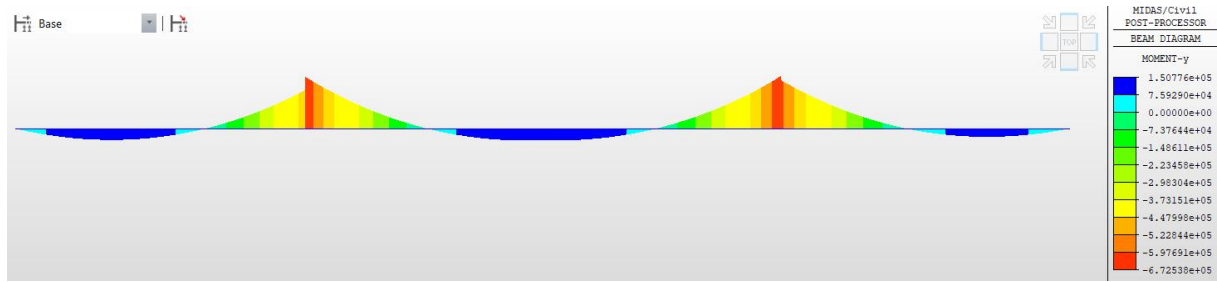


**Figure B. 13: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bt+1.6S+T+ \Delta\theta+P.$ (KN.m)**

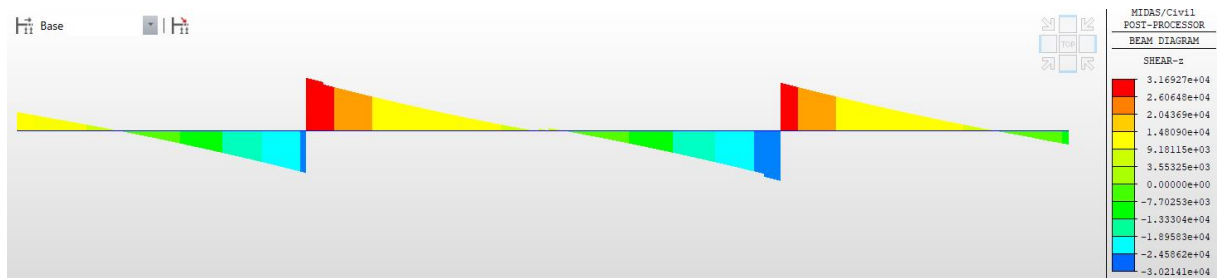


**Figure B. 14: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bt+1.6S+T+ \Delta\theta+P.$ (KN.m)**

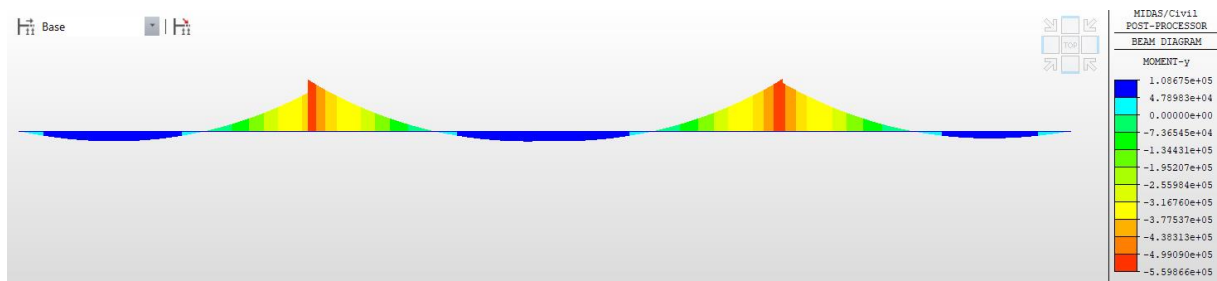
## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES



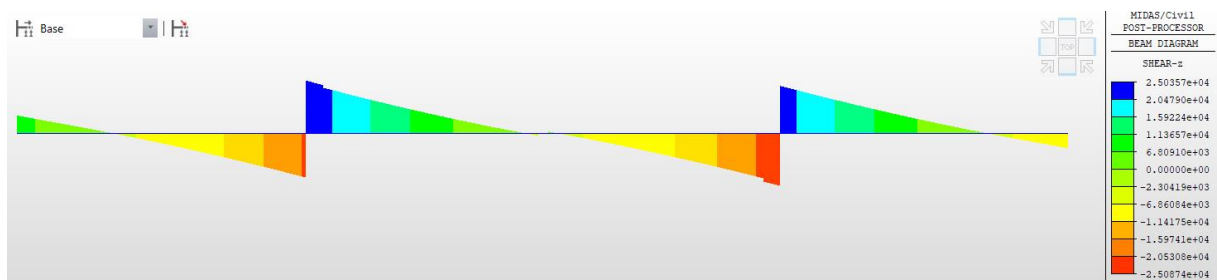
**Figure B. 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
1.35G+1.35Mc120+  $\Delta\theta$  +T+P.(KN.m )**



**Figure B. 16: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
1.35G+1.35Mc120+  $\Delta\theta$  +T+P.(KN )**



**Figure B. 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
G+1.2AL+S+  $\Delta\theta$  +T+P.(KN.m )**



**Figure B. 18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
G+1.2AL+S+  $\Delta\theta$  +T+P.**

## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

(KN)

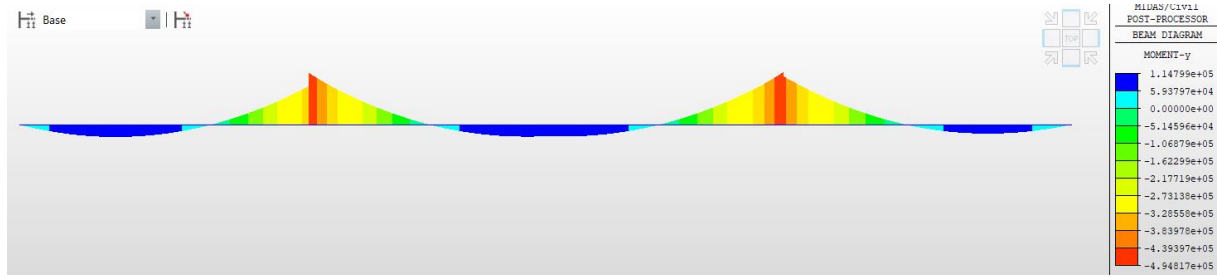


Figure B. 19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
 $G+1.2BC+S+ \Delta\theta +T+P.(KN.m)$

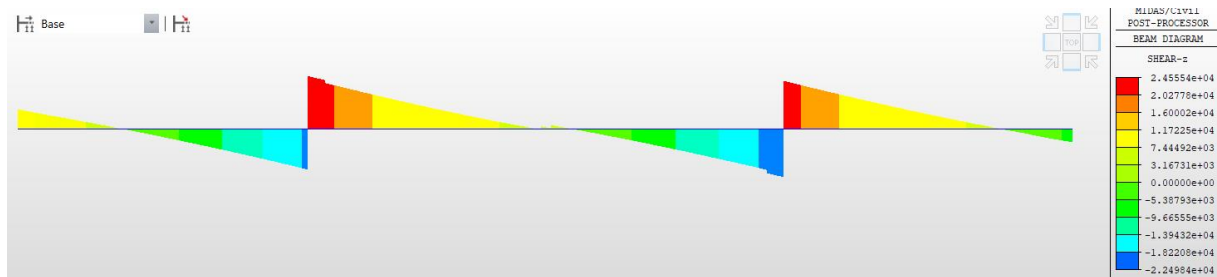


Figure B. 20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
 $G+1.2BC+S+ \Delta\theta +T+P.(KN)$

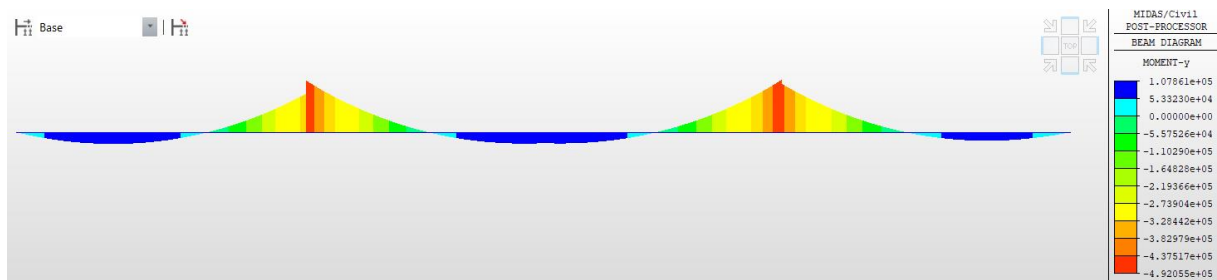


Figure B. 21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
 $G+MC120+T+ \Delta\theta+P.(KN.m)$

## ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

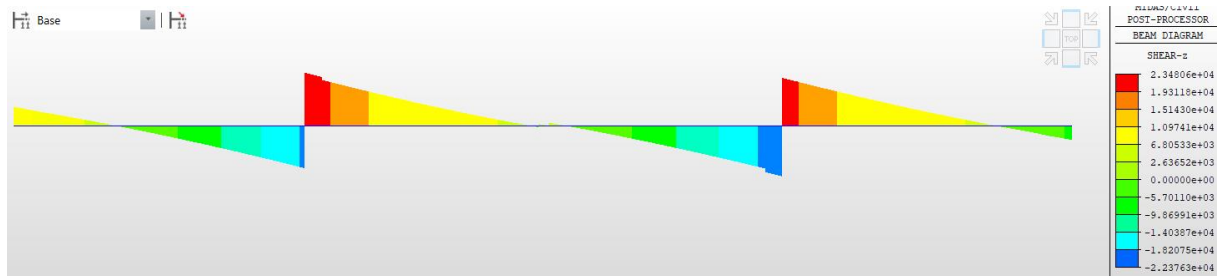


Figure B. 22: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
 $G+MC120+T+ \Delta\theta+P.(KN)$

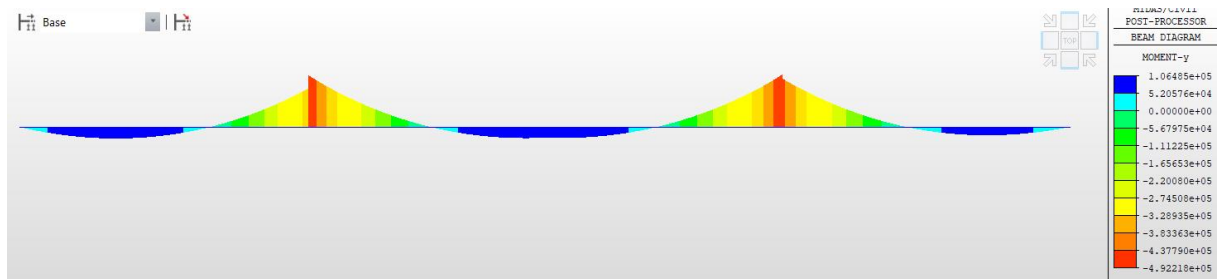


Figure B. 23: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  
 $G+1.2Bt+S+T+ \Delta\theta+P.(KN.m)$

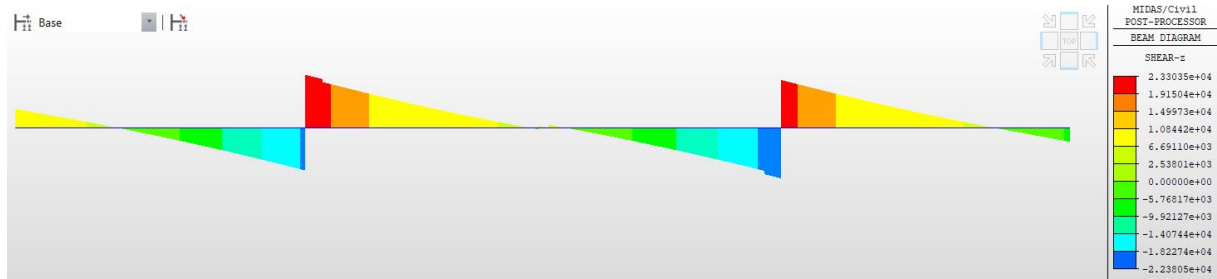


Figure B. 24: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  
 $G+1.2Bt+S+T+ \Delta\theta+P.(KN)$

**ANNEXE C**  
**TABLEAUX DE CALCUL**



Tableau C. 1: Pertes par frottements.

X	Cables	L	$\theta$ (rad)	$\theta d$ (rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
4.5	C0	4.00	0.0000	0.0000	19.95	0.00													
4.5	C0	4.00	0.0000	0.0000	19.95	0.00													
8.9	C1	4.40	0.1042	0.1042	69.08	49.79	0.00												
8.9	C1	4.40	0.1042	0.1042	69.08	49.79	0.00												
13.3	C2	4.40	0.2855	0.1042	137.55	119.20	49.79	0.00											
13.3	C2	4.40	0.2855	0.1042	137.55	119.20	49.79	0.00											
17.7	C3	4.40	0.4639	0.1042	201.97	184.49	167.17	49.79	0.00										
17.7	C3	4.40	0.4639	0.1042	201.97	184.49	167.17	49.79	0.00										
22.1	C4	4.40	0.1930	0.1930	148.19	129.98	111.93	93.65	75.12	0.00									
22.1	C4	4.40	0.1930	0.1930	148.19	129.98	111.93	93.65	75.12	0.00									
26.5	C5	4.40	0.3743	0.1930	212.85	195.52	178.34	160.94	143.3083	75.1221	0.00								
30.9	C6	4.40	0.3743	0.1930	229.57	212.47	195.52	178.34	160.94	143.31	75.12	0.00							
35.3	C7	4.40	0.5527	0.1930	289.60	273.31	257.17	240.82	224.25	207.45	190.44	75.12	0.00						
39.7	C8	4.40	0.5527	0.1930	305.31	289.24	273.31	257.17	240.82	224.25	207.45	190.44	75.12	0.00					
44.1	C9	4.40	0.4641	0.1930	299.94	283.80	267.80	251.58	185.84	218.51	151.01	184.55	167.23	75.12	0.00				
48.5	C10	4.40	0.4641	0.1930	315.52	299.59	283.80	267.80	202.92	235.15	168.54	201.64	184.55	115.24	75.12	0.00			
52.9	C11	4.40	0.5527	0.1930	351.23	335.78	320.47	304.96	225.50	273.31	208.73	240.82	224.25	207.45	190.44	75.12	0.00		
57.3	C12	4.40	0.0000	0.0000	235.01	217.98	201.10	184.00	166.68	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	
61.7	C13	4.40	0.0000	0.0000	251.44	234.63	217.98	201.10	184.00	166.68	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00
<b>Moyenne</b>					<b>191.788</b>	<b>174.170</b>	<b>167.841</b>	<b>155.573</b>	<b>144.962</b>	<b>153.900</b>	<b>142.416</b>	<b>142.149</b>	<b>122.783</b>	<b>94.897</b>	<b>79.972</b>	<b>42.916</b>	<b>19.427</b>	<b>9.756</b>	<b>0.000</b>
<b>EN (%)</b>					12.89	11.71	11.28	10.46	9.74	10.34	9.57	9.55	8.25	6.38	5.37	2.88	1.31	0.66	0.00

$\theta d$  : 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 (par défaut est la longueur du dernier voussoir).

Tableau C. 2: Pertes par recul d'ancrage.

zX	Cables	L	$\theta$	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	
4.5	C0	4.50	0.00	0.003	9.23	64.36	104.53														
4.5	C0	4.50	0.00	0.003	9.23	64.36	104.53														
8.9	C1	8.90	0.10	0.005	7.08	28.03	41.90	113.43													
8.9	C1	8.90	0.10	0.005	7.08	28.03	41.90	113.43													
13.3	C2	4.40	0.10	0.008	5.44	0.00	0.00	32.72	132.30												
13.3	C2	4.40	0.10	0.008	5.44	0.00	0.00	32.72	132.30												
17.7	C3	4.40	0.10	0.008	5.04	0.00	0.00	0.00	34.10	133.68											
17.7	C3	4.40	0.10	0.008	5.04	0.00	0.00	0.00	34.10	133.68											
22.1	C4	4.40	0.19	0.012	5.58	0.00	0.00	0.00	0.00	9.92	160.16										
22.1	C4	4.40	0.19	0.012	5.58	0.00	0.00	0.00	0.00	9.92	160.16										
26.5	C5	4.40	0.19	0.012	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.81	161.06									
30.9	C6	4.40	0.19	0.012	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.81	161.06								
35.3	C7	4.40	0.19	0.012	4.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.98	161.22							
39.7	C8	4.40	0.19	0.012	4.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.98	161.22						
44.1	C9	4.40	0.19	0.012	4.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.92	161.16					
48.5	C10	4.40	0.19	0.012	4.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.55	160.79				
52.9	C11	4.40	0.19	0.012	4.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.98	161.22			
57.3	C12	4.40	0.00	0.003	9.23	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.25	81.27	
61.7	C13	4.40	0.00	0.003	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.25	81.27
<b>Moyenne</b>						4.04	15.41	17.19	22.19	22.09	30.10	19.10	21.50	24.60	28.69	34.34	42.94	67.82	61.76	81.27	
<b>EN (%)</b>						0.27	1.04	1.16	1.49	1.48	2.02	1.28	1.45	1.65	1.93	2.31	2.89	4.56	4.15	5.46	

- C0: cas de câbles rectilignes courts avec grands glissements ( $d >$  longueur du câble).
- C1,C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10 ,C11: cas de câbles qui présentent un recul d'ancrage sur deux pentes ( $d >$  longueur du dernier voussoir).
- C12, C13 : cas de câbles rectilignes longs ( $d <$  longueur du câble)

Tableau C. 3: Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Section	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MN)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)	segmab	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$
Axe VSP	38	3.250	0.2770	2.973	132.0000	16.6500	590.65000	139.943	11.30	0.76	4.47	13.16
FIN VSP	38	3.250	0.2770	2.973	132.0000	16.6500	501.73000	140.618	16.58	1.11	6.56	12.74
FIN V1	34	3.110	0.268	2.842	121.1700	16.2900	422.94000	126.257	15.78	1.06	6.247	12.44
FIN V2	30	2.860	0.258	2.602	100.0700	15.5800	351.79000	112.026	14.21	0.95	5.62	11.95
FIN V3	26	2.620	0.244	2.376	83.3300	14.9300	288.00000	97.882	12.57	0.84	4.98	11.23
FIN V4	22	2.400	0.261	2.139	69.3400	14.3400	231.28000	81.761	10.01	0.67	3.96	12.37
FIN V5	18	2.200	0.238	1.962	57.7800	13.7500	181.32000	68.049	8.40	0.56	3.33	10.85
FIN V6	16	2.030	0.248	1.782	48.3900	13.2300	137.87000	60.390	8.72	0.59	3.45	11.00
FIN V7	14	1.880	0.263	1.617	41.2000	12.7800	100.68000	53.491	9.17	0.62	3.63	9.90
FIN V8	12	1.760	0.281	1.479	35.5200	12.3900	69.55000	46.663	9.46	0.64	3.74	8.31
FIN V9	10	1.650	0.308	1.342	30.9800	12.0300	44.32000	39.150	9.12	0.61	3.61	7.68
FIN V10	8	1.560	0.348	1.213	27.6100	11.7500	24.85000	31.969	8.42	0.57	3.33	5.77
FIN V11	6	1.490	0.347	1.300	25.2700	11.5400	11.02000	23.953	7.86	0.53	3.11	5.86
FIN V12	4	1.460	0.230	1.200	23.8200	11.4100	2.75000	16.148	5.69	0.38	2.25	4.81
FIN V13	2	1.440	0.230	0.200	23.1800	11.3500	0.00000	8.018	1.82	0.12	0.72	5.46

Tableau C. 4: Pertes par fluage.

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Axe VSP	38	3.250	0.600	2.973	132.0000	16.6500	590.650	138.719	54.54	3.67
FIN VSP	38	3.250	0.277	2.973	132.0000	16.6500	501.730	138.823	80.00	5.38
FIN V1	34	3.110	0.268	2.842	121.1700	16.2900	422.940	124.728	76.44	5.14
FIN V2	30	2.860	0.258	2.602	100.0700	15.5800	351.790	110.811	69.01	4.64
FIN V3	26	2.620	0.244	2.376	83.3300	14.9300	288.000	96.951	61.27	4.12
FIN V4	22	2.400	0.261	2.139	69.3400	14.3400	231.280	81.133	48.97	3.29
FIN V5	18	2.200	0.238	1.962	57.7800	13.7500	181.320	67.618	41.25	2.77
FIN V6	16	2.030	0.248	1.782	48.390	13.2300	137.870	59.993	42.88	2.88
FIN V7	14	1.880	0.263	1.617	41.2000	12.7800	100.680	53.125	45.19	3.04
FIN V8	12	1.760	0.281	1.479	35.5200	12.3900	69.550	46.339	46.71	3.14
FIN V9	10	1.650	0.308	1.342	30.9800	12.0300	44.320	38.890	45.15	3.03
FIN V10	8	1.560	0.348	1.213	27.6100	11.7500	24.850	31.777	41.75	2.81
FIN V11	6	1.490	0.347	1.300	25.2700	11.5400	11.020	23.818	39.04	2.62
FIN V12	4	1.460	0.230	1.200	23.8200	11.4100	2.750	16.083	28.34	1.90
FIN V13	2	1.440	0.230	0.200	23.1800	11.3500	0.000	8.008	9.09	0.61

Tableau C. 5: Pertes par relaxation.

Abcs	N° cables	Seg pi	$\mu$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	38	1280.88	0.689	0.43	49.69	3.34
FIN VSP	38	1281.84	0.689	0.43	49.83	3.35
FIN V1	34	1287.18	0.692	0.43	50.59	3.40
FIN V2	30	1296.03	0.697	0.43	51.87	3.49
FIN V3	26	1308.38	0.703	0.43	53.66	3.61
FIN V4	22	1293.99	0.696	0.43	51.57	3.47
FIN V5	18	1318.09	0.709	0.43	55.09	3.70
FIN V6	16	1315.63	0.707	0.43	54.73	3.68
FIN V7	14	1331.45	0.716	0.43	57.09	3.84
FIN V8	12	1354.95	0.728	0.43	60.66	4.08
FIN V9	10	1364.56	0.734	0.43	62.15	4.18
FIN V10	8	1393.72	0.749	0.43	66.76	4.49
FIN V11	6	1392.89	0.749	0.43	66.62	4.48
FIN V12	4	1410.79	0.758	0.43	69.52	4.67
FIN V13	2	1404.91	0.755	0.43	68.56	4.61

Tableau C. 6: Pertes Totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
<b>PERTES DIFFEREES</b>	133.95	159.53	156.60	150.23	143.99	129.95	125.16	126.49	130.76	135.27	134.94	135.38	132.55	124.27	104.22
<b>PERTES INSTANTANES</b>	207.12	206.16	200.82	191.97	179.62	194.01	169.91	172.37	156.55	133.05	123.44	94.28	95.11	77.21	83.09
<b>Totale (MPa)</b>	341.07	365.69	357.42	342.19	323.61	323.96	295.08	298.86	287.31	268.31	258.37	229.66	227.66	201.47	187.31
<b>Totale (%)</b>	22.92	24.58	24.02	23.00	21.75	21.77	19.83	20.08	19.31	18.03	17.36	15.43	15.30	13.54	12.59

Tableau C. 7: Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Desg	X (m)	Mmin (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSupmin (MPa)	σInfmin (MPa)
Début VSC	0	0	0	2	0.00	6.40	11.41	15.05	1.44	2.47	1.29	2.32	-0.86	3.00
Axe VSC	6.25	-39.96	0	4	0.00	12.80	11.41	15.05	1.44	2.47	1.29	2.32	2.10	-0.56
Fin V13	15.1	-72.09	2	6	6.40	19.21	11.35	23.18	1.44	2.47	1.29	2.32	4.48	-1.56
Fin V12	19.5	-80.89	4	6	12.80	19.21	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	6.04	-2.71
Fin V11	23.9	-84.009	6	6	19.21	19.21	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	7.09	-3.09
Fin V10	28.3	-81.2	8	6	25.61	19.21	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	7.77	-2.81
Fin V09	32.7	-72.29	10	6	32.01	19.21	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	8.07	-1.95
Fin V08	37.1	-57.065	12	4	38.41	12.80	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	8.35	-2.55
Fin V07	41.5	-35.323	14	2	44.82	6.40	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	8.35	-2.75
Fin V06	45.9	-1	16	0	51.22	0.00	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	9.02	-3.91
Fin V05	50.3	28.44	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	7.62	-0.86
Fin V04	54.7	70.87	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	7.94	0.58
Fin V03	59.1	120.58	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	8.28	1.84
Fin V02	63.5	177.75	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	8.52	2.98
Fin V01	67.9	242.6	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	8.72	3.98
FIN VSP	72.3	315.16	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	8.83	5.31
AXE VSP	76.8	517.39	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	3.85	11.82
DEBUT VSP	81.3	421.2	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	6.22	8.73
Fin V01	85.7	336.6	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	6.31	7.17
Fin V02	90.1	295.96	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	5.14	7.54
Fin V03	94.5	191.11	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	6.04	4.94
Fin V04	98.9	129.82	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	5.90	3.49
Fin V05	103.3	75.97	18	2	57.62	6.40	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	5.51	3.40
Fin V06	107.7	29.36	16	4	51.22	12.80	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	6.40	2.48
Fin V07	112.1	-10.24	14	6	44.82	19.21	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	6.58	2.56
Fin V08	116.5	-43	12	8	38.41	25.61	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	7.01	2.24
Fin V09	120.9	-69.2	10	8	32.01	25.61	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	7.57	0.26
Fin V10	125.3	-89.04	8	12	25.61	38.41	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	7.18	2.55
Fin V11	129.7	-102.71	6	16	19.21	51.22	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	6.46	5.50
Fin V12	134.1	-110.47	4	16	12.80	51.22	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	6.06	4.84
Fin V13	138.5	-112.55	2	16	6.40	51.22	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	5.20	4.87
Vc P01_P02	141.1	-112.26	0	16	0.00	51.22	12.37	35.71	1.77	2.63	1.62	2.48	3.41	5.23
Fin V13	145.5	-112.23	2	16	6.40	51.22	11.35	23.18	1.44	2.47	1.29	2.32	5.18	4.90

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Fin V12	149.9	-109.05	4	16	12.80	51.22	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	5.98	4.99
Fin V11	154.3	-100.19	6	16	19.21	51.22	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	6.31	5.75
Fin V10	158.7	-85.42	8	12	25.61	38.41	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	6.98	2.89
Fin V09	163.1	-64.52	10	8	32.01	25.61	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	7.32	0.67
Fin V08	167.5	-37.32	12	6	38.41	19.21	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	7.05	0.84
Fin V07	171.9	-36.28	14	4	44.82	12.80	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	8.08	-1.05
Fin V06	176.3	36.77	16	2	51.22	6.40	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	6.51	1.09
Fin V05	180.7	84.04	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	5.49	2.27
Fin V04	185.1	138.36	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	5.61	3.92
Fin V03	189.5	199.94	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	5.75	5.33
Fin V02	193.9	268.96	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	5.92	6.50
Fin V01	198.3	345.62	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	6.08	7.48
DEBUT VSP	202.8	430.94	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	5.98	9.04
axe vsp	207.3	484	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	4.67	10.75
fin vsp	211.7	395.82	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	6.85	7.91
Fin V01	216.1	317.82	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	6.79	6.53
Fin V02	220.5	247.55	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	6.53	5.67
Fin V03	224.9	185.1	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	6.23	4.67
Fin V04	229.3	130.22	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	5.89	3.51
Fin V05	233.7	82.71	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	5.54	2.20
Fin V06	238.1	42.38	16	0	51.22	0.00	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	6.72	-0.44
Fin V07	242.5	9.04	14	2	44.82	6.40	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	6.32	0.40
Fin V08	246.9	-17.5	12	4	38.41	12.80	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	6.39	0.56
Fin V09	251.3	-37.47	10	6	32.01	19.21	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	6.21	1.07
Fin V10	255.7	-51.09	8	6	25.61	19.21	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	6.07	0.04
Fin V11	260.1	-58.54	6	6	19.21	19.21	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	5.59	-0.53
Fin V12	264.5	-60.07	4	6	12.80	19.21	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	4.76	-0.53
Fin V13	267.1	-55.88	2	6	6.40	19.21	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	3.48	0.17
Axe VSC	273.35	-32.41	0	4	0.00	12.80	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	1.30	0.84
Fin VSC	279.6	0	0	2	0.00	6.40	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	-0.36	2.15

Tableau C. 8: Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Desg	X (m)	Mmin (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSupmin (MPa)	σInfmin (MPa)
Début VSC	0	0.00	0	2	0.00	6.40	11.41	15.05	1.44	2.47	1.29	2.32	-0.86	3.00
Axe VSC	6.25	-47.10	0	4	0.00	12.80	11.41	15.05	1.44	2.47	1.29	2.32	2.79	-1.73
Fin V13	15.1	-83.80	2	6	6.40	19.21	11.35	23.18	1.44	2.47	1.29	2.32	5.21	-2.81
Fin V12	19.5	-92.98	4	6	12.80	19.21	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	6.78	-3.97
Fin V11	23.9	-94.03	6	6	19.21	19.21	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	7.68	<b>-4.10</b>
Fin V10	28.3	-90.60	8	6	25.61	19.21	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	8.30	-3.70
Fin V09	32.7	-78.95	10	6	32.01	19.21	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	8.42	-2.53
Fin V08	37.1	-60.23	12	4	38.41	12.80	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	8.51	-2.80
Fin V07	41.5	-34.44	14	2	44.82	6.40	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	8.31	-2.69
Fin V06	45.9	-1.50	16	0	51.22	0.00	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	9.04	-3.95
Fin V05	50.3	38.40	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	7.24	-0.30

**ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL**

<b>Fin V04</b>	54.7	85.43	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	7.44	1.30
<b>Fin V03</b>	59.1	139.53	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	7.68	2.67
<b>Fin V02</b>	63.5	200.06	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	7.88	3.84
<b>Fin V01</b>	67.9	268.95	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	8.05	4.87
<b>FIN VSP</b>	72.3	344.03	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	8.12	6.24
<b>AXE VSP</b>	76.8	546.93	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	3.12	12.77
<b>DEBUT VSP</b>	81.3	451.23	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	5.48	9.69
<b>Fin V01</b>	85.7	361.14	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	5.68	8.01
<b>Fin V02</b>	90.1	278.42	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	5.65	6.86
<b>Fin V03</b>	94.5	201.41	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	5.71	5.39
<b>Fin V04</b>	98.9	131.64	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	5.84	3.58
<b>Fin V05</b>	103.3	68.91	18	2	57.62	6.40	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	5.78	3.00
<b>Fin V06</b>	107.7	13.26	16	4	51.22	12.80	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	7.25	1.19
<b>Fin V07</b>	112.1	-35.27	14	6	44.82	19.21	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	7.72	0.78
<b>Fin V08</b>	116.5	-76.89	12	8	38.41	25.61	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	8.69	-0.42
<b>Fin V09</b>	120.9	-111.52	10	8	32.01	25.61	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	9.82	-3.41
<b>Fin V10</b>	125.3	-139.25	8	12	25.61	38.41	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	10.02	-2.19
<b>Fin V11</b>	129.7	-160.67	6	16	19.21	51.22	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	9.88	-0.33
<b>Fin V12</b>	134.1	-175.45	4	16	12.80	51.22	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	10.05	-1.95
<b>Fin V13</b>	138.5	-184.00	2	16	6.40	51.22	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	9.65	-2.77
<b>Vc P01_P02</b>	141.1	-184.10	0	16	0.00	51.22	12.37	35.71	1.77	2.63	1.62	2.48	4.14	-0.06
<b>Fin V13</b>	145.5	-183.72	2	16	6.40	51.22	11.35	23.18	1.44	2.47	1.29	2.32	5.08	-2.72
<b>Fin V12</b>	149.9	-174.22	4	16	12.80	51.22	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	5.62	-1.82
<b>Fin V11</b>	154.3	-158.50	6	16	19.21	51.22	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	6.11	-0.11
<b>Fin V10</b>	158.7	-136.40	8	12	25.61	38.41	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	5.45	-1.93
<b>Fin V09</b>	163.1	-107.8	10	8	32.01	25.61	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	4.79	-3.09
<b>Fin V08</b>	167.5	-72.40	12	6	38.41	19.21	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	4.65	-1.91
<b>Fin V07</b>	171.9	-30.11	14	4	44.82	12.80	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	4.51	-0.61
<b>Fin V06</b>	176.3	19.19	16	2	51.22	6.40	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	4.36	-0.32
<b>Fin V05</b>	180.7	75.56	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	4.19	1.80
<b>Fin V04</b>	185.1	139.10	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	4.91	3.95
<b>Fin V03</b>	189.5	209.85	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	5.57	5.76
<b>Fin V02</b>	193.9	287.86	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	6.16	7.23
<b>Fin V01</b>	198.3	372.10	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	6.68	8.38
<b>DEBUT VSP</b>	202.8	463.59	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	7.30	10.09
<b>axe vsp</b>	207.3	560.14	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	7.30	13.20
<b>fin vsp</b>	211.7	421.6	38	0	121.65	0.00	16.65	132	3.25	4.25	3.1	4.1	7.30	8.74
<b>Fin V01</b>	216.1	341.31	34	0	108.84	0.00	16.29	121.21	3.11	4.12	2.96	3.97	6.68	7.33
<b>Fin V02</b>	220.5	268.03	30	0	96.04	0.00	15.58	100.1	2.86	3.86	2.71	3.71	6.16	6.46
<b>Fin V03</b>	224.9	202.05	26	0	83.23	0.00	14.93	82.33	2.62	3.62	2.47	3.47	5.57	5.42
<b>Fin V04</b>	229.3	143.27	22	0	70.43	0.00	14.34	69.34	2.4	3.43	2.25	3.28	4.91	4.16
<b>Fin V05</b>	233.7	91.71	18	0	57.62	0.00	13.75	57.58	2.2	3.24	2.05	3.09	4.19	2.70
<b>Fin V06</b>	238.1	47.31	16	0	51.22	0.00	13.23	38.39	2.03	3.07	1.88	2.92	3.87	-0.05
<b>Fin V07</b>	242.5	10.05	14	2	44.82	6.40	12.78	41.2	1.88	2.93	1.73	2.78	4.01	0.47
<b>Fin V08</b>	246.9	-20.13	12	4	38.41	12.80	12.39	35.52	1.76	2.79	1.61	2.64	4.14	0.35
<b>Fin V09</b>	251.3	-43.29	10	6	32.01	19.21	12.03	30.98	1.65	2.69	1.5	2.54	4.26	0.57

**ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL**

<b>Fin V10</b>	255.7	-59.50	8	6	25.61	19.21	11.75	27.61	1.56	2.61	1.41	2.46	3.82	-0.76
<b>Fin V11</b>	260.1	-68.83	6	6	19.21	19.21	11.54	25.27	1.49	2.54	1.34	2.39	3.33	-1.56
<b>Fin V12</b>	264.5	-71.37	4	6	12.80	19.21	11.41	23.82	1.46	2.49	1.31	2.34	2.81	-1.71
<b>Fin V13</b>	267.1	-67.24	2	6	6.40	19.21	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	2.26	-1.05
<b>Axe VSC</b>	273.35	207.72	0	4	0.00	12.80	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	1.11	1.15
<b>Fin VSC</b>	279.6	140.35	0	2	0.00	6.40	11.35	23.13	1.44	2.47	1.29	2.32	0.55	0.58

**Tableau C. 9: Modes Propres; Résultats Midas civil 2022.**

Mode No	Frequency(rad/sec)	(cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	4.457684	0.709462	1.409518	0.00E+00
2	4.611547	0.73395	1.36249	0.00E+00
3	5.192787	0.826458	1.209983	0.00E+00
4	7.895014	1.256531	0.795842	0.00E+00
5	9.285194	1.477785	0.676689	0.00E+00
6	10.63363	1.692395	0.590879	0.00E+00
7	15.355761	2.443945	0.409174	0.00E+00
8	15.926417	2.534768	0.394513	0.00E+00
9	17.474062	2.781083	0.359572	0.00E+00
10	23.42232	3.727778	0.268256	0.00E+00
11	27.304229	4.345603	0.230118	0.00E+00
12	37.64319	5.9911	0.166914	0.00E+00
13	38.045394	6.055113	0.16515	0.00E+00
14	41.968172	6.679442	0.149713	0.00E+00
15	43.604475	6.939868	0.144095	0.00E+00
16	45.140753	7.184374	0.139191	0.00E+00
17	49.574105	7.889964	0.126743	0.00E+00
18	63.198906	10.058418	0.099419	0.00E+00
19	64.056735	10.194946	0.098088	0.00E+00
20	78.843041	12.54826	0.079692	1.45E-258
21	80.62751	12.832267	0.077929	2.08E-253
22	81.198328	12.923115	0.077381	1.01E-252
23	86.112498	13.70523	0.072965	1.87E-244
24	87.584623	13.939526	0.071738	4.83E-242
25	88.334006	14.058794	0.07113	1.47E-239
26	100.219407	15.950414	0.062694	4.99E-224
27	110.298499	17.554551	0.056965	6.70E-208
28	111.2499	17.705972	0.056478	1.95E-207
29	117.018482	18.62407	0.053694	5.41E-200
30	122.925884	19.564262	0.051114	2.80E-191

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

**Tableau C. 10: Combinaisons à l'ELS des efforts statiques à la base de la pile 1.**

	Fz(KN)	Fx(KN)	M(KN.m)
<b>G + 1.2 A(l)3Vs + St + 0.6T +D</b>	63427.748	1584.89717	44646.5532
<b>G + D240+ 0.6 T +D</b>	60884.46	1397.93717	39379.89
<b>G + 1.2 Bc 2Vs+ St + 0.6T + D</b>	60912.356	1616.33717	45532.218
<b>G + Mc 120+ 0.6 T +D</b>	59594.51	1397.93717	39379.89

**NB :**

**D : effort statique de retrait +fluage.**

**Tableau C. 11: Combinaisons à l'ELU des efforts statiques à la base de la pile 1.**

	Fz(KN)	Fx(KN)	M(KN.m)
<b>1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9T +D</b>	85616.651	2201.18575	62007.4026
<b>1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 T + D</b>	82194.021	1951.90575	54985.185
<b>1.35 G + 1.6 Bc Vs+1.6St + 0.9 T +D</b>	82262.795	2243.10575	63188.289
<b>1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9T + D</b>	80452.5885	1951.90575	54985.185

**Tableau C. 12: Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques selon X à la base de la pile 1.**

	Fz(KN)	Fx(KN)	M(KN.m)
<b>G + Ex + 0.2A(l)3Vs + 0.4 HT + D</b>	59274.708	22608.8048	377616.237
<b>G + Ex + 0.2 D240 + 0.4T + D</b>	58974.988	22577.6448	376738.46
<b>G + Ex + 0.2 Bc 3Vs + 0.4T + D</b>	58855.476	22614.0448	377763.848
<b>G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 HT + D</b>	58716.998	22577.6448	376738.46

**Tableau C. 13: Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques selon Y à la base de la pile la plus sollicité.**

	Fz(KN)	Fx(KN)	M(KN.m)
<b>G + Ey + 0.2A(l)3Vs + 0.4 T + D</b>	59274.708	11425.2	394443.5
<b>G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 T + D</b>	58974.988	11425.2	394443.5
<b>G + Ey + 0.2 Bc 3Vs + 0.4 T + D</b>	58855.476	11425.2	394443.5
<b>G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 T +D</b>	58974.988	11425.2	394443.5

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C. 14: Combinaisons à l'ELS des efforts statiques de la culée.

	N(KN)	H(KN)	MH	MV	$\Delta M$
<b>G</b>	20503.53	3527.41	-11128.21	784.32	-10343.89
<b>G+1.2Q+0.6T+D+St</b>	21103.53	3998.55	-13220.09	2794.32	-10425.77
<b>G+1.2A(l)+0.6T+D+St</b>	21131.25	3561.49	-11289.75	521.13	-10768.63
<b>G+1.2Bc+0.6T+D</b>	22014.33	3569.65	-10928.00	123.74	-10804.26
<b>G+Mc120+0.6T+D</b>	21676.83	3527.41	-11128.21	256.34	-10871.88
<b>G+D240+0.6HT+D</b>	22919.53	3527.41	-11128.21	-302.88	-11431.09

Tableau C. 15: Combinaisons à l'ELU des efforts statiques de la culée.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)
<b>1.35G</b>	28354.77	4674.90	-14610.23	1058.83	-13551.40
<b>1.35G+1.6Q</b>	29104.77	5263.83	-17399.41	-1453.67	-18853.07
<b>1.35G+1.6A(l)+1.6St+0.9T+D</b>	29191.73	4720.34	-14394.85	729.84	-13665.01
<b>1.35G+1.6Bc+1.6St+0.9T+D</b>	30369.17	4731.22	-14343.28	233.11	-14110.17
<b>1.35G+1.35Mc120+0.9T+D</b>	29938.72	4674.90	-14610.23	530.85	-14079.38
<b>1.35G+1.35D240+0.9T+D</b>	31616.37	4674.90	-14610.23	-28.37	-14638.60

# **ANNEXE D**

# **FERRAILLAGE**



**Ferrailage de VSC**

**Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

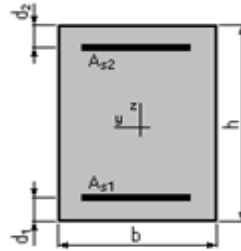
**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)

$h = 100.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



**3. Moments appliqués:**

Etat Limite Ultime (fondamental)

$M_{max}$  (kN\*m)

$M_{min}$  (kN\*m)

Etat Limite de Service

-395.60

0.00

Etat Limite Ultime ( Accidentel )

0.00

0.00

0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 13.1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.14$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.12$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{max} = -395.60$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 93.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.34$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = -296.60$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 17.4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 89.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 22.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Ferraillage de VSC**

**Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

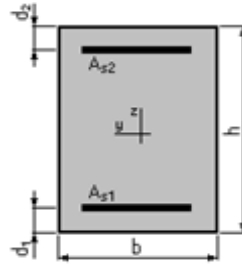
**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)

$h = 45.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



**3. Moments appliqués:**

Etat Limite Ultime ( fondamental )

$M_{max}$  (kN\*m)

-285.10

$M_{min}$  (kN\*m)

0.00

Etat Limite de Service

-213.40

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  $A_{s2} = 21.9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.55$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.14$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = -285.10$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 37.9$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.51$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = -213.40$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 13.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 35.6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8.2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250.0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Ferrailage de VSC  
Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

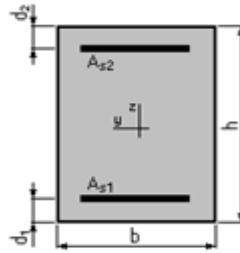
**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)

$h = 25.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	194.00	0.00
Etat Limite de Service	145.40	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 32.2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3.5$ (cm <sup>2</sup> )		
minimum	$\rho = 1.61$ (%)		
	$\rho_{min} = 0.17$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{max} = 194.00$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 7.7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 16.9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 5.58$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

**Cas ELS  $M_{max} = 145.40$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 9.9$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 16.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 16.3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

## Ferrailage de VSC (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

### 1. Hypothèses:

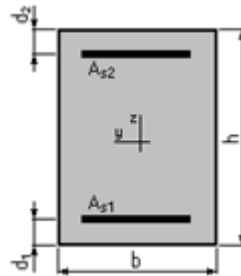
**Béton:**  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100.0 \text{ (cm)}$   
 $h = 55.0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	567.50	147.70
2.	ELS	424.70	91.30

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 6.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 12.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 275.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
minimum	$\rho = 0.23 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$
	$\rho_{\text{min}} = 0.23 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

<b>Cas N° 1: Type ELU</b>	<b>N = 567.50 (kN)</b>	<b>M = 147.70 (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité:	4.43	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 13.2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 44.7 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 9.74 \text{ (\%)}_0$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	comprimée: $\sigma'_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 2: Type ELS**      **N = 424.70 (kN)**      **M = 91.30 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2.48
Position de l'axe neutre:	$y = 19.8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 43.4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2.8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

tendue:  $\sigma_s = 14.9$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 36.2$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MP)

### Ferraillage de VSC

### Hourdis supérieure (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

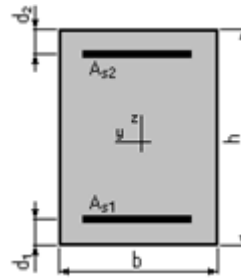
#### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 75.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



#### 3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental)

$M_{\max}$  (kN\*m)

-123.20

$M_{\min}$  (kN\*m)

0.00

Etat Limite de Service

-93.60

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  $A_{s2} = 8.9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.13$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.13$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = -123.50$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.62 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 69.1$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.32$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -93.60$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.89

Position de l'axe neutre:  $y = 12.4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 65.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0.8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 10.2$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

### Ferrailage de VSC Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

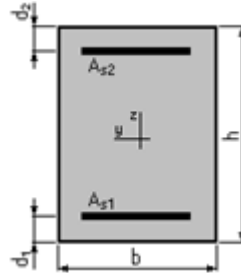
#### 2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 75.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	10.00	0.00
Etat Limite de Service	7.40	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 8.9 \text{ (cm}^2\text{)}$		
minimum	$\rho = 0.13 \text{ (\%)}$		
	$\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$		

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 10.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 26.84 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 69.1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.32 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 7.40 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 19.87

Position de l'axe neutre:  $y = 12.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 65.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

tendue:  $\sigma_s = 1.0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

### Ferrailage de VSP Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

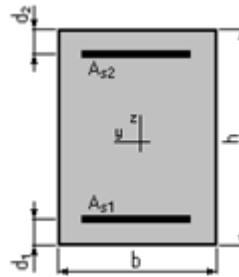
#### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 100.0$  (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 )	-387.30	0.00
Etat Limite de Service	-289.60	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  $A_{s2} = 13.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.14$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.12$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = -387.20$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 93.8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.34$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -289.60$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 17.4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 89.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 22.0$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

### Ferrailage de VSP Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

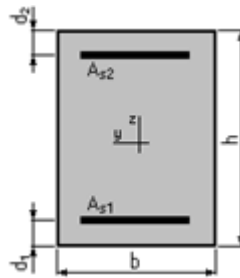
#### 2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



#### 3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime ( fondamental )

-226.90

$M_{\max}$  (kN\*m)      $M_{\min}$  (kN\*m)

0.00

Etat Limite de Service

-200.45

0.00

Etat Limite Ultime ( Accidentel )

0.00

0.00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 22.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0.56 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.14 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas :

**Cas ELU**  $M_{\max} = -226.90 \text{ (kN*m)}$       $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.64     Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 37.8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.56 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = -200.45 \text{ (kN*m)}$       $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 13.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 35.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

**Ferrailage de VSP**  
**Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

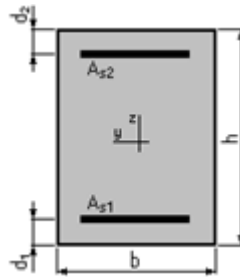
**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 25.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)



**3. Moments appliqués:**

	$M_{\text{max}}$ (kN*m)	$M_{\text{min}}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	210.10	0.00
Etat Limite de Service	157.40	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 38.1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 1.91$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{\text{max}} = 210.10$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.29      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 9.1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 16.3$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 4.16$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\text{max}} = 157.40$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10.4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 16.5$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 18.2$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250.0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

**Ferrailage de VSP  
(Calcul de Section A1 en Flexion Composée)**

**1. Hypothèses:**

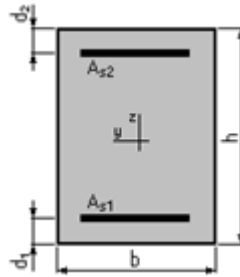
**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 55.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)



**3. Efforts appliqués:**

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	506.44	160.30
2.	ELS	367.50	124.50

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6.2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6.2$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 12.4$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 275.0$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0.23$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)
	$\rho_{\text{min}} = 0.23$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas  $N^0$  1: Type ELU**

<b>N = 506.44 (kN)</b>	<b>M = 160.30 (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 3.17	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 9.6$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 46.2$ (cm)	
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.37$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)	comprimée: $\sigma_s' = 226.0$ (MPa)

**Cas  $N^0$  2: Type ELS**

<b>N = 367.50 (kN)</b>	<b>M = 124.50 (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 1.58	
Position de l'axe neutre: $y = 16.6$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 44.5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.0$ (MPa)	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 18.7$ (MPa)	

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

comprimée:  $\sigma_s' = 38.1$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

### Ferrailage de VSP Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod.

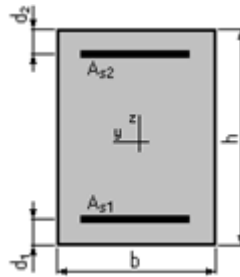
#### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 75.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



99

#### 3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime ( fondamental )

-127.00

$M_{\max}$  (kN\*m)

0.00

$M_{\min}$  (kN\*m)

Etat Limite de Service

-95.10

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  $A_{s2} = 8.9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.13$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.13$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = -127.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.11 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 69.1$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.32$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -95.10$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.55

Position de l'axe neutre:  $y = 12.4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 65.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 12.5$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

### Ferrailage de VSP Hourdis inférieure (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

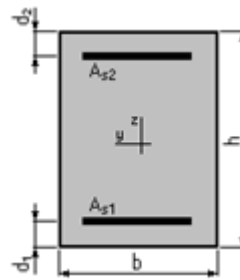
#### 2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 75.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	19.40	0.00
Etat Limite de Service	14.40	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 8.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 8.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0.13 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 19.40 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 13.84 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 69.1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.32 \text{ (\%)}_00$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_00$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 14.40 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 10.21

Position de l'axe neutre:  $y = 12.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 65.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

tendue:  $\sigma_s = 1.9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

### Calcul de Section en Flexion Simple MGG

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 70,0$  (cm)

$h = 456,0$  (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 )	318,28	0,00
Etat Limite de Service	236,84	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 31,6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 318,28$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 19,20 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 14,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 445,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,33$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 236,84$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 14,23

Position de l'axe neutre:  $y = 71,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 427,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

---

tendue:  $\sigma_s = 1,4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250$

### Calcul de Section en Flexion Composée Mur en retour sens x

#### 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 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 70,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-262,50	-85,00
2.	ELU	-350,00	-126,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 10,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 14,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 350,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,31$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS      N = -262,50 (kN)      M = -85,00 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 3,5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 63,8$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 17,5$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 6,8$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Cas N° 2: Type ELU     $N = -350,00$     (kN)     $M = -126,00$     (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,26                      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 1,2$  (cm)  
Bras de levier:                       $Z = 64,5$                       (cm)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$                       (‰)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,19$                       (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$                       (MPa)

### Calcul de Section en Flexion Composée Mur en retour sens y

#### 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 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 100,0$                       (cm)  
 $h = 70,0$                       (cm)  
 $d_1 = 5,0$                       (cm)  
 $d_2 = 5,0$                       (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-129,77	-447,78
2.	ELU	-180,18	-609,11

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 32,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 32,7$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 14,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 350,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS     $N = -129,77$  (kN)     $M = -447,78$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 16,8$  (cm)  
Bras de levier:                       $Z = 59,4$  (cm)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,8$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 61,1$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**  $N = -180,18$  (kN)  $M = -609,11$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 7,0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 62,2$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,21$  (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s' = 69,7$  (MPa)

### Calcul de Section en Flexion Simple Ferrailage de la dalle de transition

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)** **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 40,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	125,24	0,00
Etat Limite de Service	88,61	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 9,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 125,24$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 33,6$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,13$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 88,61$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 9,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée (Mur frontale)

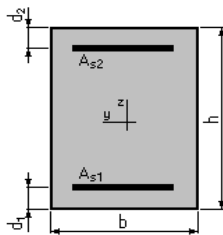
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 290,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
-----------	------	--------	----------

ABDESSELAMYENE&AFIANE

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

1.	ELU	22919,53	-944,72
2.	ELS	31616,37	-1396,52

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 29,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 29,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 58,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 1450,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 22919,53**    (kN)    **M = -944,72** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	2,20	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 358,3$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 141,7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,06$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)	

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 31616,37**    (kN)    **M = -1396,52**    (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,56	
Position de l'axe neutre:	$y = 1815,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 144,2$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11,5$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 172,1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)	

## Ferrailage semelle sur pile Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple(sens XX)

### 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 mod. 99

### 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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	7354,75	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	13571,30	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 135,0$ (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	$\rho = 0,55$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,45$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 7354,75$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 81,4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 217,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8,3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 13571,30$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,14 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 38,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 229,8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,84$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage semelle sous pile Nappe inferieure

### Calcul de Section en Flexion Simple (sens yy)

#### 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 mod. 99

#### 2. Section:

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

$b = 100,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	6372,65	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	12704,40	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 116,1$ (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	$\rho = 0,47$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,45$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 6372,65$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 76,6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 219,5$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 12704,40$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,06 Pivot:A  
Position de l'axe neutre:  $y = 32,7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 231,9$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,54$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage de la semelle sous la culée Nappe inferieure

### (Calcul de Section en Flexion Simple sens XX)

#### 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 mod. 99

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 200.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	1436.35	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	5350.89	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 56.7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 54.6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\max} = 487.5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0.29$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2.44$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1436.35$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.76  
Position de l'axe neutre:  $y = 49.7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 178.4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.0$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18.0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 26.4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250.0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 5350.89$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot:A  
Position de l'axe neutre:  $y = 16.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 188.6$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.89$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

## Ferrailage de la semelle sous la culée Nappe inferieure

(Calcul de Section en Flexion Simple sens YY)

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

b = 100.0 (cm)  
h = 200.0 (cm)  
d<sub>1</sub> = 5.0 (cm)  
d<sub>2</sub> = 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	1325.63	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	5516.73	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 58.6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 54.6$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 487.5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0.30$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.44$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 1325.63$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.97  
Position de l'axe neutre:  $y = 50.4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 178.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.8$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18.0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 24.3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{max} = 5516.73$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 16.5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 188.4$  (cm)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.92$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

## Ferrailage des pieux sous la culée (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

D = 120.0 (cm)

d = 10.0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	357.58	-459.71	-60.14
2.	ELS	175.82	121.91	56.90
3.	ELU	272.41	94.8	30.84

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113.1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 113.1$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 565.5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1.00$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.50$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELA**    **N = 357.58 (kN)**    **M<sub>y</sub> = -459.71 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = -60.14 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 7.22    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 36.8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 92.5$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 6.96$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 175.82 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 121.91 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 6.15 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.76

Position de l'axe neutre:  $y = 31.0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 96.8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18.0$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 90.6$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 24.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELU**    **N = 272.41 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 94.8 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 3.84 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 33.89    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 76.9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 74.4$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 1.50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 299.7$  (MPa)    comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

### Ferrailage semelle sur pile

#### Nappe supérieure

#### Calcul de Section en Flexion Simple (sens XX)

##### 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 mod. 99

##### 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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-1422,05
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	-7309,95

##### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 68,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 612,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}\text{)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,45 \text{ (\%)}\text{)}$

### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -1422,05 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,71  
Position de l'axe neutre:  $y = 61,5 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 224,5 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 17,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -7309,95 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,11 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 19,3 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 237,3 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,86 \text{ (\%)}\text{)}$   
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage semelle sous la pile Nappe supérieure

### Calcul de Section en Flexion Simple (sens yy)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$  Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 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:

$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$

$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-3166,52
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	-5444,72

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 68,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 612,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,45 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -3166,52 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,22  
Position de l'axe neutre:  $y = 61,5 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 224,5 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,6 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 205,6 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = -5444,72 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,49 Pivote: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 19,3 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 237,3 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,86 \text{ (\%)}_00$   
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_00$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage de la semelle sous la culée Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple sens XX)

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$  **Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100,0 \text{ (cm)}$   
 $h = 200,0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-303,40
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	-1173,94

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 54,6$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\max} = 487,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,44$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -303,40$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 8,04  
Position de l'axe neutre:  $y = 48,9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 178,7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,4$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 5,6$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -1173,94$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 4,39 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 15,4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 188,8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,86$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage de la semelle sous la culée Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple sens YY)

### 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 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-290,32
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	-1133,71

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 54,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 487,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,44 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = -290,32 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 8,40

Position de l'axe neutre:  $y = 48,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 178,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 5,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas ELA**  $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = -1133,71 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,55 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 15,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 188,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,86 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$