

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

## Thème

**CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT SUR OUED  
THLATA SUR LA ROCADE CÔTIÈRE ENTRE  
GHAZAOUAT ET MARSA BEN M'HIDI LA WILAYA  
DE TLEMCEM DU PK2+430,59.**

Présenté par :

*ANTRI Yassine*

*SOURAKH Mohamed*

Encadré par :

*Mr. SAADOUNI.H*

*Ingénieure Ouvrage d'arts et route  
SET SETIF*

Co-encadré par :

*Mr HAMADI.K*

*Enseignant ENSTP*

Promotion 2021 / 2022



# Remerciements

Avant toute chose nous remercions le **Dieu** tout-puissant de nous avoir procuré la volonté et le courage de terminer ce travail.

On tient tout particulièrement à exprimer notre reconnaissance et toute notre gratitude à notre encadreur, Monsieur **SAADOUNI HOUSSEM EDDINE**, Ingénieur d'états en ouvrages d'art et route, pour son dévouement, sa disponibilité, ses encouragements et pour la précieuse aide qu'il a pu nous prodiguer, il nous a accompagnés tout au long de cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Merci à nos enseignants pour le savoir qu'ils nous ont transmis, durant notre cursus au sein de l'**E.N.S.T.P.**

Merci aux responsables de la bibliothèque pour l'intérêt qu'elles portent à l'égard des étudiants ainsi que pour toute l'aide que vous nous avez fournis.

Nous souhaitons aussi remercier les membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Sans oublier, nos plus précieux remerciements à nos familles respectives, pour tout le soutien qu'ils ont pu nous apporter tout au long de nos vies, merci d'avoir fait de nous ce qu'on est aujourd'hui.

Etant dans l'impossibilité de citer tous les noms, nous adressons nos sincères remerciements à toute personne qui, de près ou de loin, aurait contribué à la réalisation de ce mémoire.

# Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

**Ma mère AMARA Zohra** qui a œuvré pour ma réussite, de par son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude, Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

**Mon père ANTRI Chiekh** qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de ta part. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

**Mes chères frères sœurs** : Nasser, Zakaria, Sabrina et Boutheyna pour leur soutien et encouragement durant toute cette période de préparation les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

**A toute ma famille** pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé.

**À mon binôme** et ami **SOURAKH Mohamed** ainsi qu'à toute sa famille.

**Aux personnes** qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon cursus d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude : Djaleddine, Hichem, Zaki, Abdelhak, Dj Moh, khier Mohamed, Younes, Imam, Oussama, Ammar, Abdelmoumen, Nasr, Kader, Zinou, Bachir.

**ANTRI Yassine**

# Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

A mes très chers parents

**SOURAKH Saleh \*\*\* DADACHE Soria**

**Maman**, autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

**Mon père** autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

**À mon frère : Samir**

**A mes sœurs: Lobna, Amel, Zaineb**

Merci d'être toujours présent à mes côtés, par votre amour et votre tendresse, pour donner un goût et du sens à ma vie. Merci pour tout l'amour avec lequel tu m'as toujours entouré, que ces quelques mots témoignent des sentiments tendres et chaleureux que j'éprouve pour toi.

**À mon binôme** et ami **ANTRI Yassine** ainsi qu'à toute sa famille.

**À mes meilleurs amis :** Younes, Dhiab, Bilal, Ammar, Momen, Hichem, Khier, Moh, Zaki, Abd elhak, Raouf, Oussama, Ali, Nasr. Et à toute ma famille et amis sans exception.

À toute la famille ENSTP : Étudiants – Enseignants

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire. Enfin à tous ceux qui m'aiment.

**SOURAKH Mohamed**

## ملخص

مشروع نهاية الدراسة الذي سيكون اول خطوة للعالم المهني يهدف إلى تطوير استقلالية ومسؤولية المهندس الشاب وإعطاء نظرة مستقبلية مبسطة عن القدرات المكتسبة للمهندس المبتدئ وتجسيدها في العالم المهني من خلال تطبيق هذه المكتسبات في تصميم ودراسة مشروع جسر على الطريق الاجتتابي الرابط بين الغزوات ومرسى بن مهدي ولاية تلمسان على النقطة الكيلومترية 2+430.59 بطول يبلغ 153.55 متر . تبدأ هذه المذكرة بعرض العمل الذي تمت دراسته بالإضافة إلى المتغيرات المختلفة وتحليلها لاختيار الأنسب وفقا لدراسة متعددة المعايير، يليها تعريف الحمولات والحمولات الزائدة التي سيخضع لها الجسر بدراسة محتملة للسطح مصحوبة بدراسة البنية التحتية المتمثلة في الأرصفة والدعامات، وسيتم وضع نماذج لأجزاء مختلفة من المشروع باستخدام برنامج 'Autodesk Robot Structural Analysis'

الكلمات المفتاحية: الجسر، سابقة الاجهاد، قاعدة، الاسمنت المسلح.

## Résumé

Ce projet de fin d'études qui sera un avant-gout du monde professionnel, aura pour objectif de développer la capacité d'autonomie et la responsabilité du jeune ingénieur, et ce tout au long de l'élaboration de ce mémoire qui traite la conception et l'étude d'un pont sur oued Thlata sur la rocade côtière entre GHAZAOUAT et MARSA BEN M'HIDI wilaya de TLEMCEN de PK2+430.59 de longueur 153.55 mètre. Ce rapport commencera par une généralité sur les ponts puis une présentation de l'ouvrage mit en étude ainsi que les différentes variantes à analyser pour en choisir la plus convenable selon une étude multicritères, suivi de la définition des charges et surcharges aux quelles sera soumis l'ouvrage pour une éventuelle étude du tablier, accompagnée de l'étude de l'infrastructure à savoir, les piles et les culées. La modélisation des différentes parties du projet sera établie avec logiciel de MEF à savoir Autodesk Robot Structural Analysis.

Mots clés : pont, précontrainte, fondation, béton armé.

## Abstract

This master thesis, which will represent a foretaste of the professional world, will aim to grow the autonomy and responsibility of the young engineer .Throughout the development of this thesis, which deals the design and study of a bridge over valley Thlata on the coastal ring road between GHAZAOUAT and MARSA BEN M'HIDI state of TLEMCEN from PK2+430.59 with a length of 153.55 m. This report will begin with general information on bridges then a presentation of the work under study as well as the different variants that will be analyzed in order to choose the most suitable according to a multi-criteria study, followed by the definition of the loads and overloads to which the work will be subjected for a possible study of the deck, accompanied by the study of the infrastructure, namely the piers and abutments , The modeling of the different parts of the project will be established with MEF software, namely Autodesk Robot Structural Analysis.

Keywords: bridge, prestressing, foundation, reinforced concrete.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERAL .....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I. GENERALITE

I.1 DÉFINITION .....	2
I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT .....	2
I.3 QUELQUES NOTIONS GÉOMÉTRIQUES .....	2
I.4 CLASSIFICATION DES PONTS .....	3
I.4.1 SELON LA NATURE DE LA VOIE PORTÉE .....	3
I.4.2 SELON LES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION .....	3
I.4.3 SELON LA MOBILITÉ DU PONT .....	4
I.4.4 SELON LA VUE EN PLAN .....	5
I.4.5 SELON LA POSITION DU TABLIER .....	6
I.4.6 SELON LA CONSTITUTION DU TABLIER .....	7
I.4.7 DOMAINE D'EMPLOI DES PONTS SELON LEURS PORTÉES .....	9

## CHAPITRE II. PRÉSENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION : .....	11
II.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE : .....	11
II.2.1 LOCALISATION ET BUT DE L'OUVRAGE : .....	11
II.3 DONNÉES RELATIVE DE L'OUVRAGE : .....	12
II.3.1 DONNEES FONCTIONNELLES : .....	12
II.3.2 DONNÉES NATURELLES : .....	13
II.3.3 LES DONNÉES GÉOTECHNIQUES : .....	13
II.3.4 LES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES : .....	14
II.3.5 LES DONNÉES SISMIQUES : .....	14
II.3.6 LES DONNÉES CLIMATIQUES : .....	14
II.3.7 LES DONNÉES HYDROLOGIQUES : .....	15
II.4 CONCLUSION : .....	15

## CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION : .....	16
III.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : .....	16

III.2.1 CRITÈRES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	16
III.2.2 LES PARAMÈTRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : .	16
III.2.3 QUALITÉS REQUISE POUR UN PONT :	16
III.3 PRÉSENTATION DES VARIANTES :	17
III.3.1 LA PREMIÈRE VARIANTE :	17
III.3.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE:	17
III.3.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :	17
III.3.1.3 LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE :	19
III.3.2 LA DEUXIÈME VARIANTE :	22
III.3.2.1 INTRODUCTION :	22
III.3.2.2 SCHÉMA STATIQUE LONGITUDINAL :	22
III.3.2.3 Pré-dimensionnement de la section transversale :	23
III.3.2.4 LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE :	24
III.3.3 LA TROISIÈME VARIANTE :	27
III.3.3.1 CONCEPTION LONGITUDINALE :	27
III.3.3.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :	27
III.3.3.3 CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES :	28
III.3.3.4 CONCEPTION DES PIÈCES DE PONT :	28
III.3.4 LES AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA VARIANTE 3:	29
III.4 ANALYSE MULTICRITÈRE DES VARIANTES :	31
III.5 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES : ..	31
III.6 Choix de la variante :	33
III.7 CONCLUSION :	34

## **CHAPITRE IV. HYPOTHÈSE DE CALCUL**

IV.1 INTRODUCTION :	35
IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL :	35
IV.3 BÉTON: .....	35
IV.3.1 La résistance caractéristique à la compression :	35
IV.3.2 La résistance caractéristique à la traction :	35
IV.4 ACIER : .....	37
IV.4.1 Acier passif :.....	37
IV.4.2 Acier actif :.....	37
IV.5 CONCLUSION :	38

## **CHAPITRE V. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES**

V .1 INTRODUCTION :	39
V .2 CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER :	39
V .3 SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE :	39
V .4 Détermination des Caractéristiques géométriques de la poutre :	40
V .4.1 SECTION D'ABOUT :	41
V .4.2 SECTION MÉDIANE :	42
V .4.3 SECTION INTERMÉDIAIRE :	43
V .5 CONCLUSION :	43

## **CHAPITRE VI. CHARGES ET SURCHARGES**

VI.1 INTRODUCTION :	44
VI.2 ÉVALUATION DES ACTIONS :	44
VI.2.1 CALCULE DES CHARGES PERMANENTES :	44
VI.2.2 CHARGES PERMANENTES COMPLÉMENTAIRES :	45
VI.2.3 ÉVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :	46
VI.2.3.1 LES CARACTÉRISTIQUES DE PONT :	46
VI.2.4 LES SYSTÈMES DE CHARGE À CONSIDÉRER.....	46
VI.2.4.1 SYSTÈME DE CHARGE AL:	47
VI.2.4.2 SYSTÈME DE CHARGE B :	48
VI.2.4.3 SYSTÈME MC120:.....	51
VI.2.4.4 SYSTÈME D 240 « CHARGE EXCEPTIONNELLES »:.....	52
VI.3 EFFORTS DE FREINAGE :	52
VI.3.1 Système de charge Bc:.....	52
VI.3.2 Système de charge AL :	52
VI.4 COMBINAISON D' ACTIONS :	52
VI.5 CONCLUSION :	53

## **CHAPITRE VII. MODÉLISATION DU TABLIER**

VII.1 INTRODUCTION .....	54
VII.2 MODÉLISATION DU TABLIER AVEC RSAP: .....	54
VII.3 MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :	54
VII.4 LES CHARGES APPLIQUÉES.....	56

VII.5 LES RÉSULTATS :.....	56
VII.6 CONCLUSION :.....	59

## **CHAPITRE VIII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

VIII.1 INTRODUCTION : .....	60
VIII.2 DONNÉES DE CALCUL : .....	60
VIII.3 PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION : .....	61
VIII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE :.....	61
VIII.4.1 VALEUR MINIMALE DE LA PRÉCONTRAINTE EN SERVICE :.....	61
VIII.4.2 DÉTERMINATION DU NOMBRE DE CÂBLE :.....	62
VIII.4.3 VÉRIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES :.....	62
VIII.5 DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CÂBLES : .....	64
VIII.5.1 PRINCIPE : .....	64
VIII.5.1.1 SECTION MÉDIANE : .....	64
VIII.5.1.2 SECTION D'ABOUT :.....	64
VIII.5.2 DÉTERMINATION DU TRACE : .....	65
VIII.5.2.1 Détermination de l'angle de relevage: .....	66
VIII.6 CALCUL DES PERTES : .....	67
VIII.6.1 PERTES DE TENSION INSTANTANÉES : .....	67
VIII.6.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT :.....	67
VIII.6.1.2 PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE :.....	68
VIII.6.1.3 PERTES PAR DÉFORMATION INSTANTANÉE DU BÉTON : .....	69
VIII.6.2 PERTES DIFFÉRÉES :.....	69
VIII.6.2.1 PERTES DUES AU RETRAIT DE BÉTON : .....	70
VIII.6.2.2 PERTE PAR FLUAGE :.....	70
VIII.6.2.3 PERTE PAR RELAXATION :.....	71
VIII.6.3 PERTES TOTALES :.....	71
VIII.7 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES : .....	71
VIII.7.1 LIMITATION DES CONTRAINTES : .....	71
VIII.7.2 CARACTÉRISTIQUES NETTES DES SECTIONS : .....	71
VIII.7.3 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS :.....	72
VIII.7.4 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :.....	72
VIII.7.5 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES : .....	74
VIII.8 ARMATURES DES ZONES TENDUES : .....	75

VIII.9 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU : .....	75
VIII.10 CONCLUSION : .....	77

## **CHAPITRE IX. ÉTUDE DU TABLIER**

IX.1 INTRODUCTION: .....	78
IX.2 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE : .....	78
IX.3 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE: .....	79
IX.3.1 PRINCIPE DE FERRAILLAGE: .....	79
IX.3.2 ÉVALUATION DES EFFORTS: .....	80
IX.3.3 FERRAILLAGE:.....	81
IX.3.3.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE: .....	81
IX.3.3.2 FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE: .....	81
IX.3.3.3 CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT):.....	81
IX.4 ÉTUDE DE L'HOURLDIS :.....	81
IX.4.1 ÉVALUATION DES EFFORTS : .....	82
IX.4.2 FERRAILLAGE:.....	83
IX.4.2.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPÉRIEURE (SUR APPUI) : .....	83
IX.4.2.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVÉE):.....	83
IX.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE: .....	84

## **CHAPITRE X. ÉQUIPEMENTS DU TABLIER**

X.1 APPAREIL D'APPUI: .....	85
X.1.1 CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUIS: .....	85
X.1.2 DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS : .....	85
X.1.3 VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS: .....	86
X.2 DÉ D'APPUIS: .....	87
X.2.1 DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS:.....	87
X.2.2 FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUIS: .....	87
X.3 JOINT DE CHAUSSÉE:.....	88
X.4 CONCLUSION: .....	88

## CHAPITRE X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION :	89
IX.2 ÉTUDE SISMIQUE :	89
IX.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :	89
IX.2.2 Méthode de calcul :	89
IX.2.3 Évaluation de l'effort sismique :	91
IX.2.3.1 Effort sismique longitudinal :	91
IX.2.3.2 Évaluation de l'effort sismique transversal :	92
IX.2.3.3 Séisme vertical :	93
IX.2.3.4 Effort de l'action sismique dans chaque direction :	93
IX.3 ÉTUDE DE LA PILE :	94
IX.4 DIMENSIONS DES ÉLÉMENTS DE LA PILE :	94
IX.4.1 ÉTUDE STATIQUE DE LA PILE :	96
IX.4.1.1 Évaluation des efforts sollicitant la pile:	96
IX.4.2 ÉTUDE SISMIQUE :	96
IX.4.2.1 Composantes horizontales:	97
IX.4.2.2 Composante verticale :	97
IX.4.2.3 Les efforts sismiques :	98
IX.4.2.4 Combinaisons des directions :	99
IX.5 ÉTUDE DU CHEVÊTRE :	100
IX.5.1 DIMENSIONNEMENT À LA FLEXION :	100
IX.5.2 DIMENSIONNEMENT A LA TORSION :	101
IX.5.2.1 Évaluation de moment de torsion :	102
IX.5.2.2 La contrainte tangentielle :	102
IX.6 ÉTUDE DES FÛTS :	103
IX.6.1 VÉRIFICATION DE FLAMBEMENT DE FÛT :	103
IX.6.2 ÉVALUATION DES CHARGES :	103
IX.6.3 COMBINAISON DES EFFORTS :	103
IX.6.4 FERRAILLAGE DES FÛTS :	104
IX.7 ÉTUDE DE LA SEMELLE :	105
IX.7.1 ÉVALUATION DES EFFORTS :	105
IX.7.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :	105
IX.8 ÉTUDE DES PIEUX :	107
IX.8.1 NOMBRE DES PIEUX :	107

IX.8.2 EFFORT REVENANT À CHAQUE PIEU :	107
IX.8.3 ACTIONS SUR LES PIEUX :	107
IX.9 ÉTUDE DE LA CULÉE :	109
IX.9.1 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DE LA CULÉE :	109
IX.9.2 DESCEND DES CHARGES :	110
IX.9.3 COMBINAISON DES EFFORTS :	110
IX.9.4 ÉTUDE DU MUR FRONTAL :	111
IX.9.5 DESCEND DES CHARGES :	111
IX.9.6 COMBINAISON DES EFFORTS :	112
IX.9.7 ÉVALUATION DES EFFORTS :	112
IX.9.8 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :	113
IX.9.9 ÉTUDE DU MUR GARDE GRÈVE :	113
IX.9.9.1 Calcul des sollicitations :	113
IX.9.9.2 Ferrailage de mus garde grève :	114
IX.9.10 ÉTUDE DE LA DALLE DE TRANSITION :	114
IX.9.10.1 Évaluation des efforts :	114
IX.9.10.2 Ferrailage de la dalle de transition :	115
IX.9.11 ÉTUDE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION :	115
IX.9.11.1 Évaluation des efforts :	115
IX.9.11.2 Combinaison d'actions sur le corbeau :	115
IX.9.11.3 Ferrailage du corbeau :	116
IX.9.12 ÉTUDE DES MURS EN RETOUR :	116
IX.9.12.1 Ferrailage du mur en retour :	116
IX.9.13 ÉTUDE DE LA SEMELLE :	117
IX.9.13.1 Évaluation des efforts :	117
IX.9.13.2 Ferrailage de la semelle :	117
IX.9.14 ÉTUDE DES PIEUX :	118
IX.9.14.1 Nombre des pieux :	118
IX.9.14.2 Effort revenant à chaque pieu :	119
IX.9.14.3 Actions sur les pieux :	119
IX.9.14.4 Moments fléchissant :	120
CONCLUSION	121
CONCLUSION GÉNÉRALE :	121

## ANNEXES

---

## LISTE DES FIGURES :

---

Figure I. 1 Schéma général d'un pont.	2
Figure I. 2 Données géométriques d'un pont à une seule travée.	2
Figure I. 3 Pont en maçonnerie construit en voûte.	3
Figure I. 4 Poutre d'un pont en béton précontraint	3
Figure I. 5 Coupe transversale du tablier d'un pont mixte (acier-béton).	4
Figure I. 6 Schéma d'un pont tournant.	4
Figure I. 7 Schéma d'un pont levant.	4
Figure I. 8 Schéma d'un pont flottant.	5
Figure I. 9 Vue en plan d'un pont droit en géométrie et en franchissement	5
Figure I. 10 Le biais géométrique et le biais de franchissement.	5
Figure I. 11 Vue en plan d'un pont en courbe circulaire	6
Figure I. 12 Pont à tablier supérieur.	6
Figure I. 13 Pont à tablier inférieur.	6
Figure I. 14 Pont à double tablier.	7
Figure I. 15 Pont à tablier intermédiaire.	7
Figure I. 16 Pont à poutres multiples sous	7
Figure I. 17 Pont à poutres multiples sous	7
Figure I. 18 Pont à poutres latérales	8
Figure I. 19 Pont à poutres en caisson	8
Figure I. 20 Pont à poutres plissées	9
Figure I. 21 Pont dalle	9
Figure II. 1 Situation du projet sur Google Maps.	11
Figure II. 2 Tracé en plan de l'ouvrage	12
Figure II. 3 Profil en long de l'ouvrage	12
Figure II. 4 Profil en travers de l'ouvrage	13
Figure II. 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie	14
Figure III. 1 Coupe poutre préfabriquée.	18
Figure III. 2 Notations des dimensions.	23
Figure III. 3 Les différentes parties du pont mixte	27
Figure III. 4 Implantation de la variante 3	27
Figure III. 5 Coupe transversale d'un tablier bipoutre	28
Figure III. 6 Représentation des poutres de la variante 3.	29
Figure IV. 1 Diagramme contraintes déformations pour le béton.	36
Figure IV. 2 Diagramme contraintes déformations pour l'acier.	37
Figure V. 1 Caractéristiques du tablier	39
Figure V. 2 les sections transversales de la poutre	40
Figure V. 3 section d'about sans hourdis	41
Figure V. 4 section d'about avec hourdis.	41
Figure V. 5 section médiane sans hourdis.	42

Figure V. 6 section médiane avec hourdis. _____	42
Figure V. 7 section intermédiaire sans hourdis. _____	43
Figure V. 8 section intermédiaire avec hourdis. _____	43
Figure VI. 1 Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section _	44
Figure VI. 2 La largeur roulable et la largeur chargeable _____	46
Figure VI. 3 Système de charge Bc. _____	49
Figure VI. 4 Système de charge Bt. _____	50
Figure VI. 5 Système de charge Br. _____	51
Figure VI. 6 Système de charge Mc 120. _____	52
Figure VI. 7 Système de charge D240. _____	52
Figure VII. 1 Les 6 poutres qui constituent le tablier _____	54
Figure VII. 2 Modèle dalle avec un maillage imposé _____	55
Figure VII. 3 Modèle poutres dalle avec un maillage imposé _____	55
Figure VII. 4 la disposition des appuis _____	56
Figure VII. 5 Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre _____	57
Figure VII. 6 Moment max sous l'effet de la charge permanente _____	57
Figure VII. 7 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS _____	57
Figure VII. 8 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS _____	58
Figure VII. 9 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU _____	58
Figure VII. 10 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à ELU _____	58
Figure VIII. 1 Limitation des contraintes des sections en BP. _____	62
Figure VIII. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte. _____	64
Figure VIII. 3 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage. _____	65
Figure VIII. 4 Géométrie des câbles _____	65
Figure VIII. 5 Tracé d'un câble _____	66
Figure VIII. 6 L'angle de déviation des câbles _____	66
Figure VIII. 7 Frottements le long du câble lors de la mise en tension. _____	68
Figure VIII. 8 Diagramme des contraintes à mi travée. _____	76
Figure IX 1 Flèche max de la poutre due à poids propre. _____	78
Figure IX 2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. _____	79
Figure IX 3 Flèche max de la poutre à ELS. _____	79
Figure IX 4 Modélisation de l'entretoise. _____	80
Figure IX 5 Diagramme de moment pour l'entretoise. _____	80
Figure IX 6 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise. _____	80
Figure IX 7 Ferrailage de l'entretoise _____	81
Figure IX 8 Moment -Dalle ELS. _____	82
Figure IX 9 Moment -Dalle ELU. _____	82

Figure IX 10 Ferrailage de la dalle. _____	83
Figure IX 11 Ferrailage de la poutre. _____	84
Figure IX 1 Séisme longitudinal. _____	91
Figure IX 2 Séisme transversal. _____	93
Figure IX 3 Dimensions de la pile. _____	95
Figure IX 4 Modèle de calcul. _____	100
Figure IX 5 Les moments $M_{max}$ ELS sur le chevêtre avec le logiciel. _____	101
Figure IX 6 Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel. _____	101
Figure IX 7 Ferrailage du chevêtre. _____	102
Figure IX 8 Ferrailage des futs. _____	105
Figure IX 9 coupe transversal _____	105
Figure IX 10 Ferrailage semelle. _____	106
Figure IX 11 Ferrailage des pieux. _____	108
Figure IX 12 Les dimensions des éléments de la culée. _____	109
Figure IX 13 Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel. _____	116
Figure IX 14 coupe transversal de semelle _____	117
Figure IX 15 Ferrailage semelle. _____	118
Figure IX 16 Ferrailage des pieux. _____	120
Figure IX 17 Ferrailage des éléments de la culée. _____	121

---

## LISTES DES TABLEAUS

---

Tableau III 1 Dimensionnement du VIPP. _____	19
Tableau III 2 Pré dimensionnement des poutres métalliques. _____	28
Tableau III 3 pré-dimensionnement des pièces de pont _____	28
Tableau III 4 l'analyse comparative des trois variantes. _____	31
Tableau III 5 Devis estimatif de la première variante _____	31
Tableau III 6 Devis estimatif de la deuxième variante. _____	32
Tableau III 7 Devis estimatif de la troisième variante. _____	33
Tableau V 1 Formules de détermination des Caractéristiques géométriques de la Poutre _____	40
Tableau V 2 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about _____	41
Tableau V 3 Caractéristiques géométrique de la poutre d'about avec hourdis ____	41
Tableau V 4 Caractéristiques géométrique de la poutre médiane sans hourdis. ____	42
Tableau V 5 Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis. __	42
Tableau V 6 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire _____	43
Tableau V 7 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire _____	43
Tableau VI 1 Calcul du poids de la poutre _____	44
Tableau VI 2 Les valeurs des charges permanentes _____	46
Tableau VI 3 Le coefficient $a_1$ en fonction de la classe du pont et les voies ____	47
Tableau VI 4 Valeurs du chargement $A(l)$ _____	48
Tableau VI 5 Coefficients $b_c$ . _____	49
Tableau VI 6 Les coefficients de majoration dynamique $B_c$ _____	49
Tableau VI 7 Coefficients $b_t$ . _____	50
Tableau VI 8 Les coefficients de majoration dynamique $B_c$ . _____	50
Tableau VI 9 Les coefficients de majoration dynamique $B_r$ _____	51
Tableau VI 10 Le coefficient de majoration dynamique $M_c$ 120 _____	52
Tableau VI 11 Les résultats de l'effort de freinage du système $A(l)$ . _____	53
Tableau VI 12 Combinaisons de charges réglementaires _____	53
Tableau VII 1 LES CHARGES APPLIQUÉES _____	56
Tableau VIII 1 Données de dimensionnements de la précontrainte. _____	60
Tableau VIII 2 Calcul de $P_{MIN}$ . _____	62
Tableau VIII 3 Détermination du nombre de câble _____	62
Tableau VIII 4 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes. 63	
Tableau VIII 5 Disposition des câbles sur les deux sections _____	65

Tableau VIII 6 Caractéristiques du tracé des câbles.	67
Tableau VIII 7 Valeurs des pertes dues aux frottements.	68
Tableau VIII 8 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.	69
Tableau VIII 9 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton	69
Tableau VIII 10 Valeur des Pertes par fluage.	70
Tableau VIII 11 Pertes par relaxation.	71
Tableau VIII 12 Pertes totales	71
Tableau VIII 13 Limitation des contraintes	72
Tableau VIII 14 Caractéristiques nettes des sections.	72
Tableau VIII 15 Caractéristiques de chaque phase de vérification.	73
Tableau VIII 16 Vérification des contraintes normales Phases 1 , 2,3 et 4.	73
Tableau VIII 17 Effort de précontrainte.	75
Tableau VIII 18 Contrainte tangentielle « $\tau$ ».	75
Tableau VIII 19 Détermination l'angle $\beta_u$ .	76
Tableau X 1 Dimensions de l'appareil d'appui.	86
Tableau IX 1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis	90
Tableau IX 2 Raideurs dynamiques transversales des appuis	91
Tableau IX 3 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui	92
Tableau IX 4 Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui	93
Tableau IX 5 Efforts sismiques selon combinaisons du RPOA	94
Tableau IX 6 Évaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée	95
Tableau IX 7 Combinaisons des efforts à l'ELS	96
Tableau IX 8 Combinaisons des efforts à l'ELU	96
Tableau IX 9 Évaluation des charges Sismique	97
Tableau IX 10 Efforts provenant du tablier	98
Tableau IX 11 Efforts sismiques sollicitant la pile.	98
Tableau IX 12 Combinaisons des directions de la pile.	99
Tableau IX 13 Combinaisons d'action sismique à la base de la pile	100
Tableau IX 14 Combinaisons d'action sismique à la base de la fondation	100
Tableau IX 15 Ferrailage du chevêtre.	101
Tableau IX 16 Efforts appliqués à la semelle de la pile..	103
Tableau IX 17 Combinaisons d'actions à l'ELS.	103
Tableau IX 18 Combinaisons d'actions à l'ELU.	104
Tableau IX 19 Combinaisons des efforts	104
Tableau IX 20 Les dimensions des éléments de la culée.	109
Tableau IX 21 Évaluations des efforts statiques de la culée.	110
Tableau IX 22 Combinaisons des efforts à ELS.	110

Tableau IX 23	Combinaisons des efforts à ELU.	111
Tableau IX 24	Sollicitations sur mur frontal.	111
Tableau IX 25	Combinaisons des efforts à ELS.	112
Tableau IX 26	Combinaisons des efforts à ELU.	112
Tableau IX 27	Evaluation des efforts pour la dalle de transition.	114
Tableau IX 28	Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.	115

---

## LISTE DES ABREVIATIONS

---

RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

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

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

VIPP : viaduc à traveés indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir courant.

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers passifs.

HA : Aciers à haute adhérence.

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

$f_{peg}$  : Résistance limite élastique garantie.

$\sigma_{sup}$  : Contrainte dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{inf}$  : Contrainte dans la fibre inférieure de la section.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible.

$\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction admissible.

E : Module d'élasticité longitudinale.

$\Delta\sigma_{inst}$  : La perte de tension instantanée.

$\Delta\sigma_{diff}$  : La perte de tension différée.

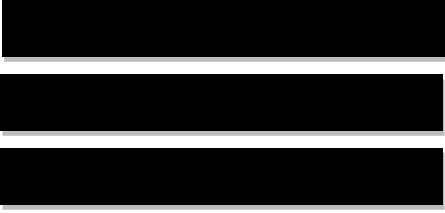
FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sismique transversale.

HT : Force induit par la variation de la température.

Hflv : Force induit par les effets du retrait et du fluage.

Kad : Coefficient de poussée.



---

**INTRODUCTION  
GENERALE**



### INTRODUCTION GENERAL

En Algérie, les infrastructures routières et en particulier celle des ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure.

Grâce à cette importance, le responsable de l'étude doit assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisants aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage.

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels), également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (mur de soutènement, barrage, digue) et aussi un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires). Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur. La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques algériennes dans le cadre de développement du réseau d'infrastructures, on propose une conception, étude et modélisation d'un ouvrage d'art au niveau de la nouvelle Rocade Côtière (Marsa Ben M'hidi / Ghazaouet) wilaya de Tlemcen.

En premier lieu on propose des variantes possibles et parmi ces variantes nous avons choisi l'une qui est généralement mieux que les autres



---

**CHAPITRE : I**

**GENERALITE**



## I.1 DÉFINITION

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel tel qu'un cours d'eau, ou artificiel tel qu'un canal, une route, ou une voie ferrée.

## I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT

Le pont est constitué essentiellement de 2 parties principales :

**Le tablier :** C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.

**Les appuis :** Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

## I.3 QUELQUES NOTIONS GÉOMÉTRIQUES

La travée est la partie du pont qui se trouve entre 2 appuis consécutifs, le pont est constitué de 2 travées.

Les caractéristiques géométriques d'une travée sont :

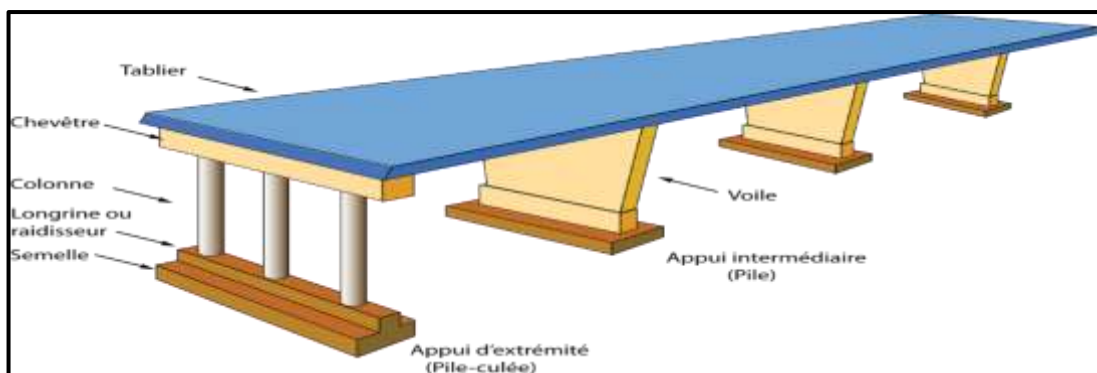


Figure I. 1 Schéma général d'un pont.

- **La portée :** C'est la distance entraxe de 2 appuis consécutifs.
- **L'ouverture :** C'est la distance entre nus de 2 appuis consécutifs.
- **La longueur :** La travée déborde toujours par rapport à ses 2 appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.
- **La hauteur libre :** Appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

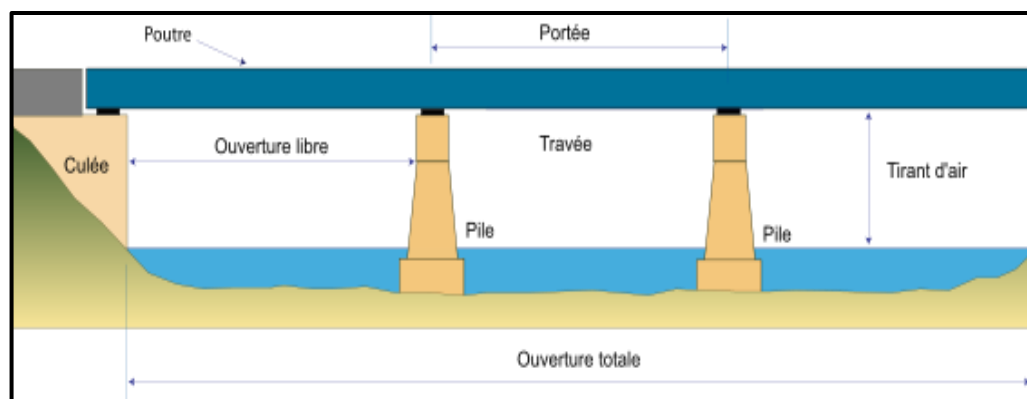


Figure I. 2 Données géométriques d'un pont à une seule travée.

## I.4 CLASSIFICATION DES PONTS

### I.4.1 SELON LA NATURE DE LA VOIE PORTÉE

- **Pont routier** : Il porte une ou plusieurs voies routières.
- **Pont-rail** : Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.
- **Pont mixte** : Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.
- **Pont canal** : Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.
- **Passerelle** : C'est un pont destiné à la circulation des piétons.
- **Pont spécial** : Il sert à porter des avions.

### I.4.2 SELON LES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux. On distingue :

**Pont en bois** : Il sert généralement de passerelle pour piétons.

**Pont en maçonnerie** : Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrages résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il est réalisé en voûtes (arcs) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts de compression.

**Pont en béton armé** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression et d'acier pour résister à la traction.

**Pont en béton précontraint** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction.

**Pont métallique** : Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.

**Pont mixte** : Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé.

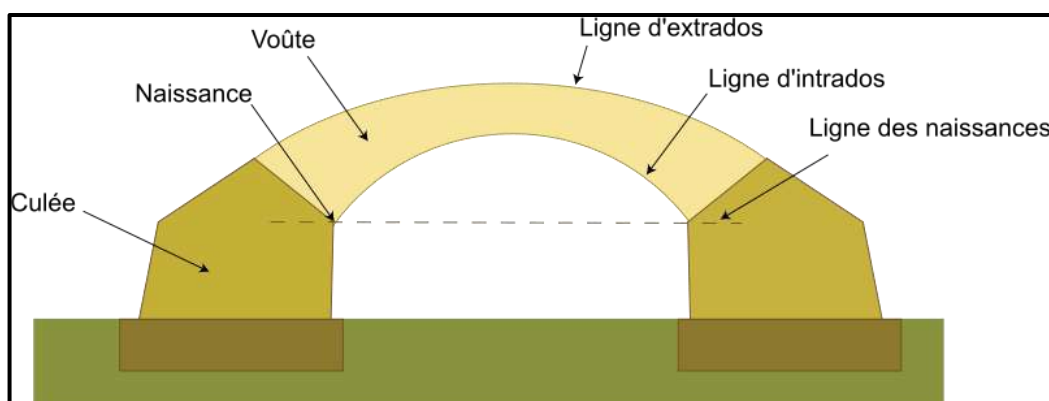


Figure I. 3 Pont en maçonnerie construit en voûte.

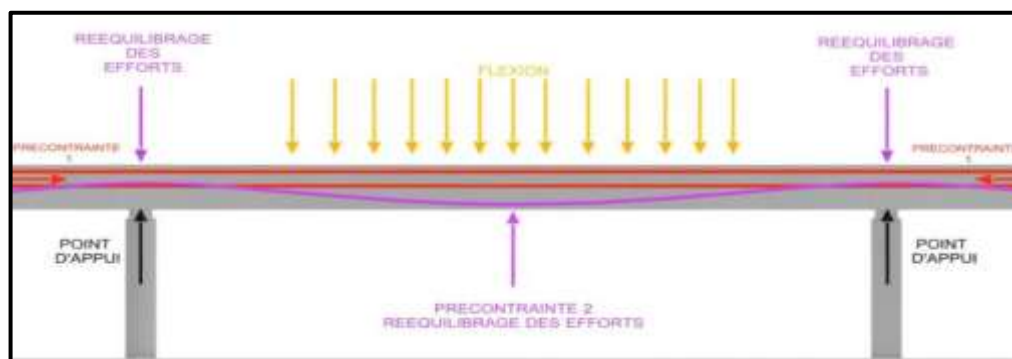


Figure I. 4 Poutre d'un pont en béton précontraint

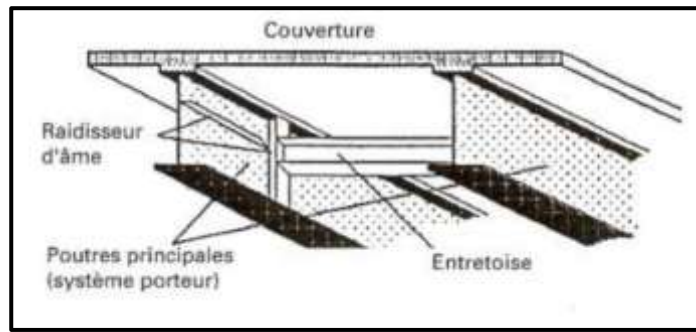


Figure I. 5 Coupe transversale du tablier d'un pont mixte (acier-béton).

#### I.4.3 SELON LA MOBILITÉ DU PONT

**Pont fixe :** Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.

**Pont mobile :** Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants :

**Pont tournant :** Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la culée ou la pile.

**Pont levant :** Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets de deux pylônes. L'équilibre est assuré par 2 contre poids.

**Pont basculant :** Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal.

**Pont flottant :** Il est constitué de massifs flottants liés entre eux par des câbles (amarrage). Généralement, il s'agit des ponts provisoires tels que les ponts militaires.

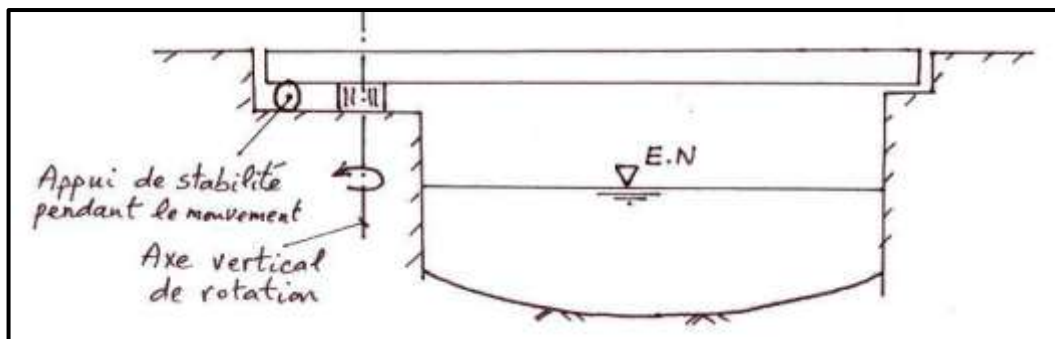


Figure I.6 Schéma d'un pont tournant.

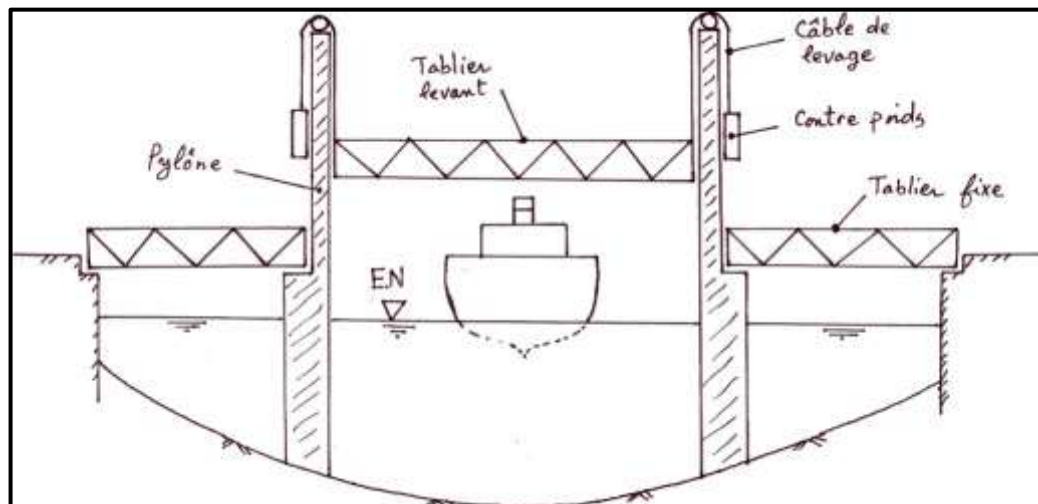


Figure I. 7 Schéma d'un pont levant.

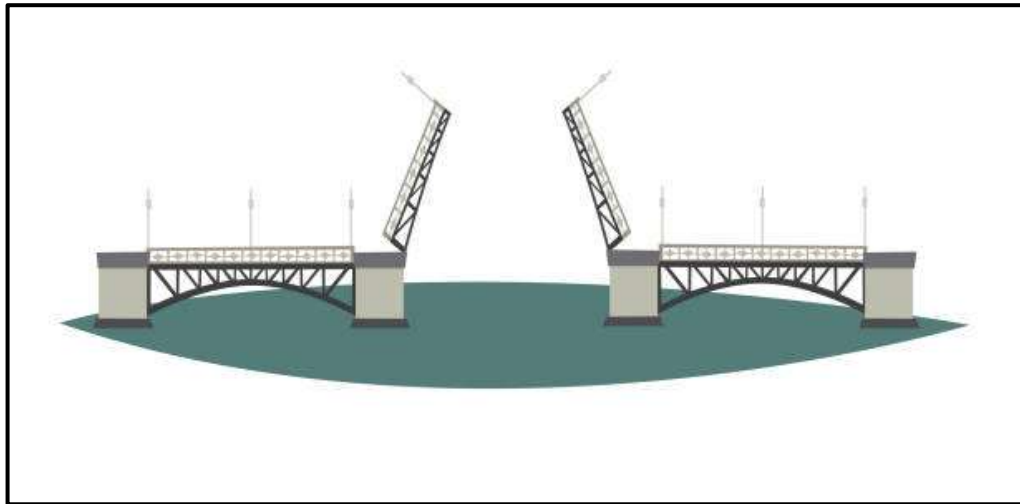


Figure I. 8 Schéma d'un pont basculant.

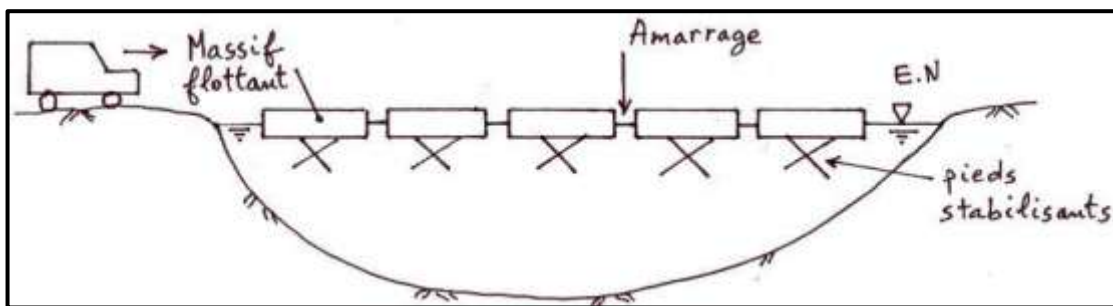


Figure I. 9 Schéma d'un pont flottant.

#### I.4.4 SELON LA VUE EN PLAN

- **Pont droit** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement. Dans le cas où l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec l'axe de la voie franchie, on dit que l'angle de franchissement est droit.
- **Pont biais** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique. S'il existe un angle biais entre les axes longitudinaux du pont et de la voie franchie, on parle d'un biais de franchissement est. L'unité de mesure de l'angle est le grade, et ce pour augmenter la précision.
- **Pont courbe** : L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.

Dans les ponts courbes et biais l'effet de torsion est considérable. Leur étude et réalisation sont plus difficiles que le pont droit.

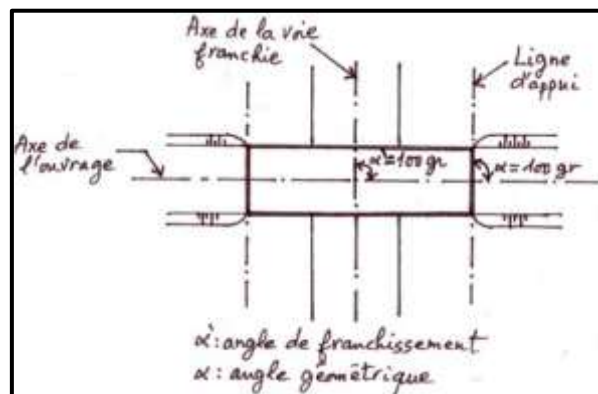


Figure I. 10 Vue en plan d'un pont droit en géométrie et en franchissement

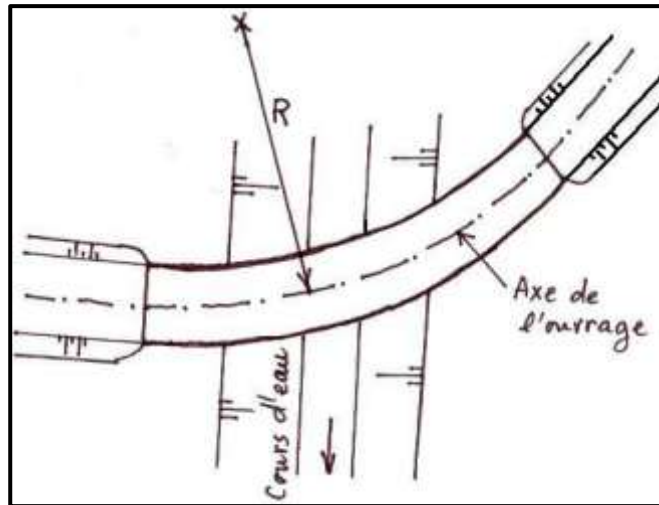


Figure I. 11 Vue en plan d'un pont en courbe circulaire

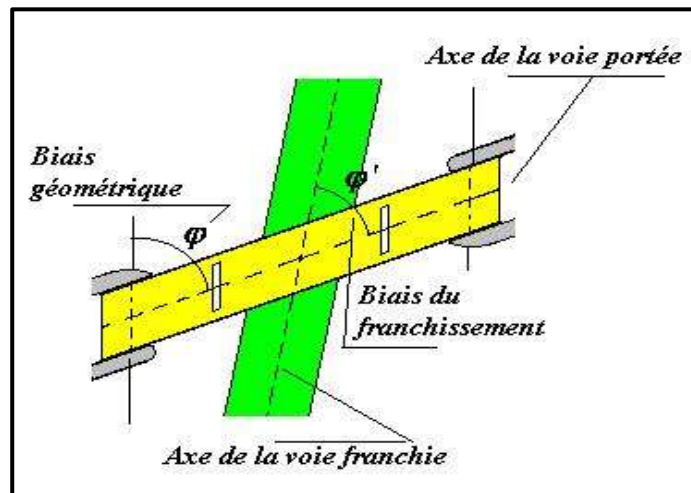


Figure I. 12 Le biais géométrique et le biais de franchissement.

#### I.4.5 SELON LA POSITION DU TABLIER

- **Pont à tablier supérieur** : Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.
- **Pont à tablier inférieur** : Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.
- **Pont à tablier intermédiaire** : (supérieur et inférieur).
- **Pont à double tablier** : Le 1<sup>er</sup> tablier est l'extrados du pont tandis que le 2<sup>e</sup> est un tablier intermédiaire. D'après cette figure, on peut définir :
  - **Intrados** : C'est la ligne qui définit le contour inférieur du pont.
  - **Extrados** : C'est la ligne qui définit le contour supérieur du pont.

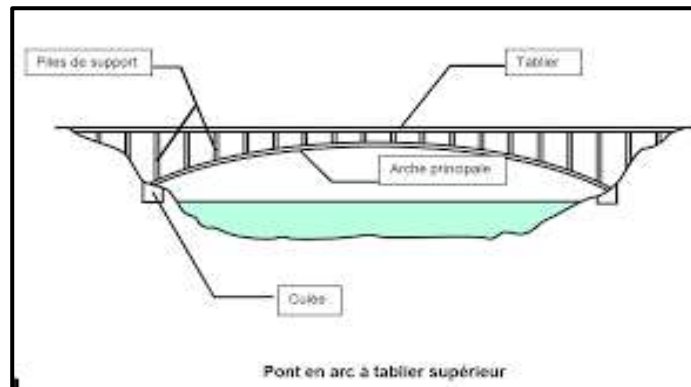


Figure I. 13 Pont à tablier supérieur.

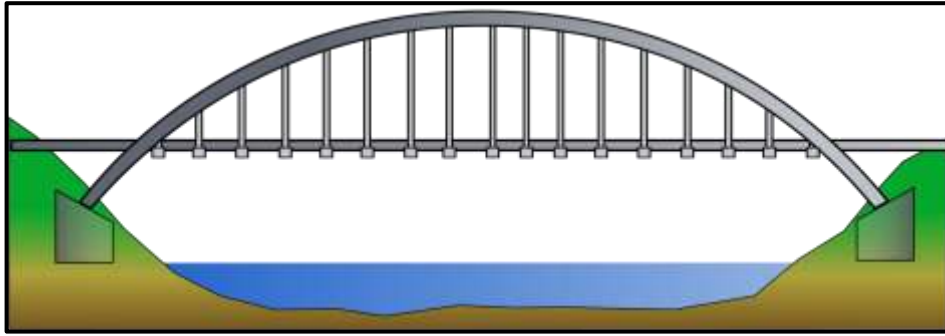


Figure I. 14 Pont à tablier intermédiaire.

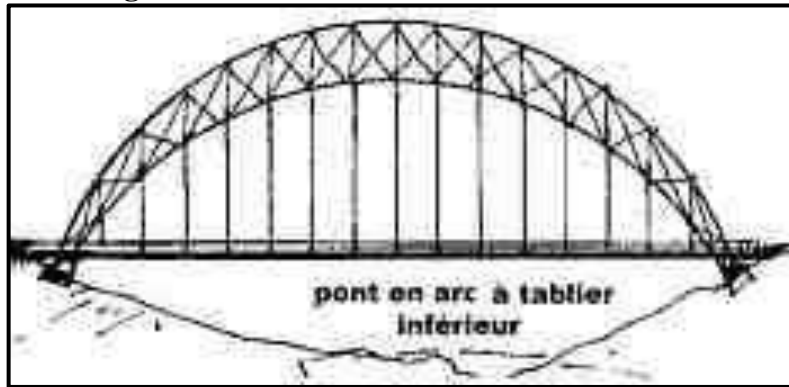


Figure I. 15 Pont à tablier inférieur.

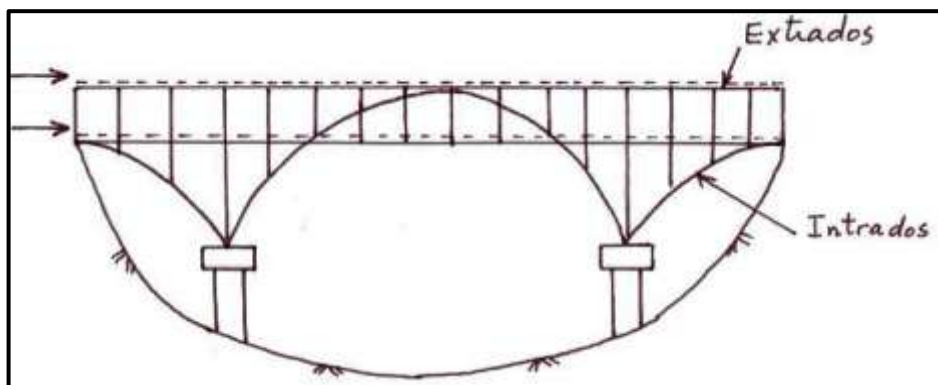


Figure I. 16 Pont à double tablier.

#### I.4.6 SELON LA CONSTITUTION DU TABLIER

La structure du tablier diffère d'un pont à l'autre. Il existe 5 catégories :

**Pont à poutres multiples :** Les éléments porteurs principaux sont les poutres, elles transmettent les charges du tablier vers les appareils d'appuis

**Pont à poutres latérales :** Les charges sont transmises acheminées vers les appareils d'appuis

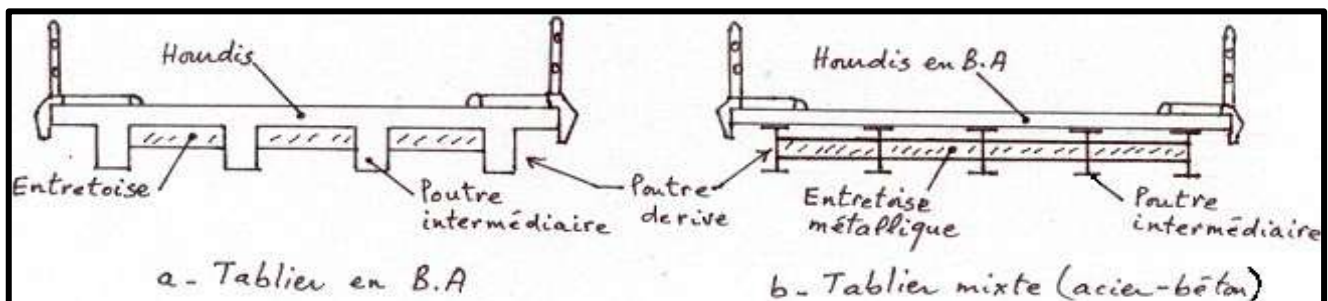


Figure I. 17 Pont à poutres multiples sous

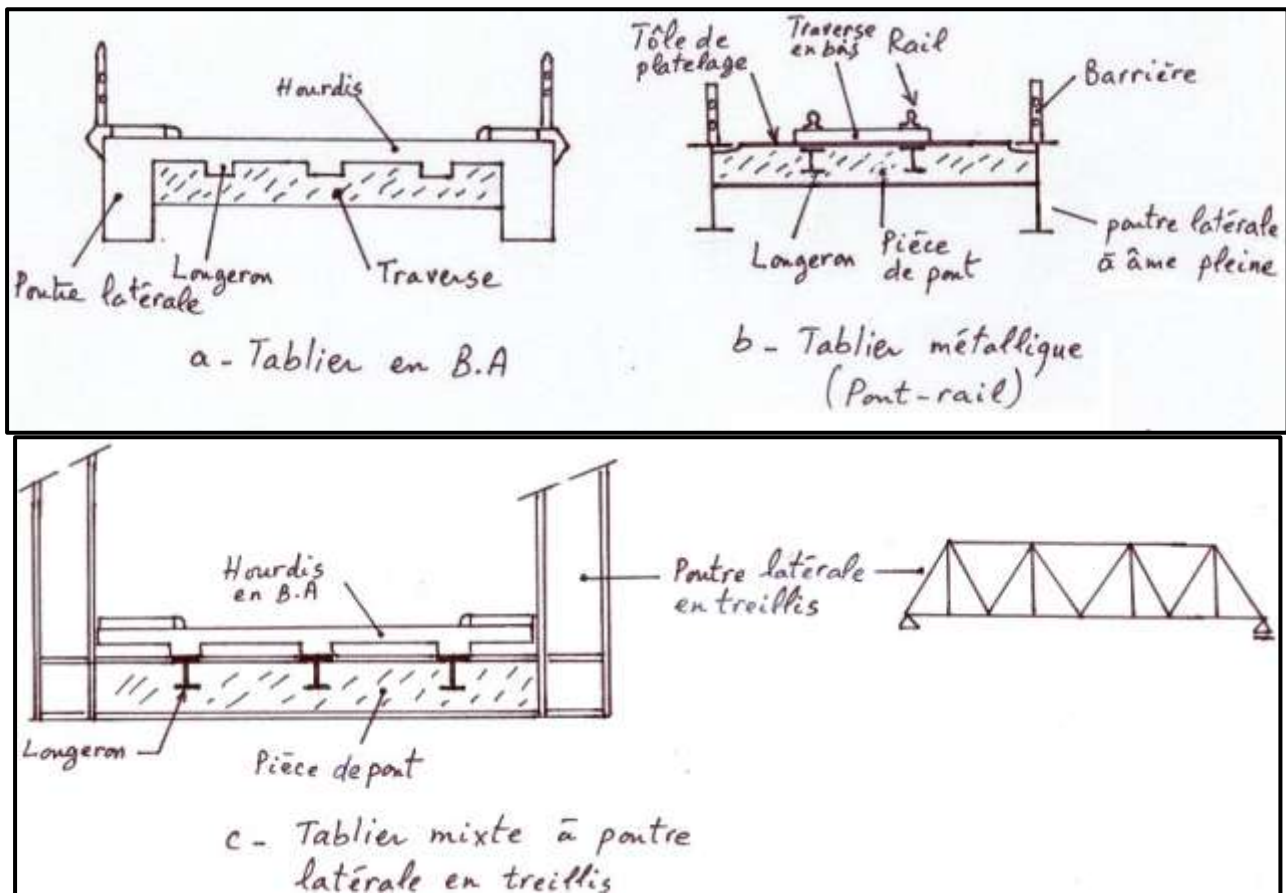


Figure I. 18 Pont à poutres latérales.

**Pont à poutres en caisson :** Le tablier est assimilé à une ou plusieurs poutres construites en béton précontraint ou en béton armé, évidées à l'intérieur et possédant des dimensions importantes. De ce fait, leurs rigidités vis-à-vis la flexion et la torsion sont considérables

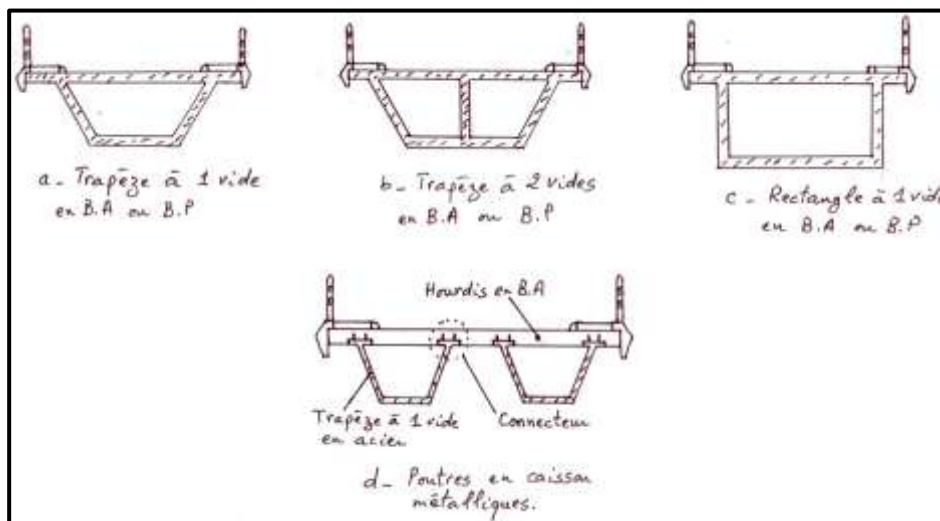


Figure I. 19 Pont à poutres en caisson.

**Pont à poutres plissées :** Similairement aux en caissons, les poutres plissées sont d'une grande rigidité. Elles ont la forme d'un triangle dont le côté supérieur est l'hourdis, les deux autres côtés sont munis de plaques métalliques ondulées et très rigides qui se rencontrent au sommet inférieur du triangle qui est in tube métallique de liaisons des deux ailes

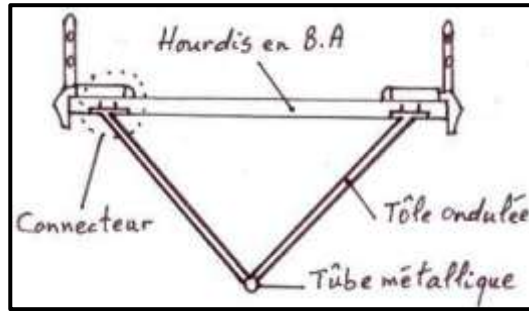


Figure I. 20 Pont à poutres plissées.

**Pont dalles :** Les charges sont transmises directement de la dalle vers les appareils d'appuis. Cette fois ci l'hourdis possède une épaisseur importante, il est appelé dalle

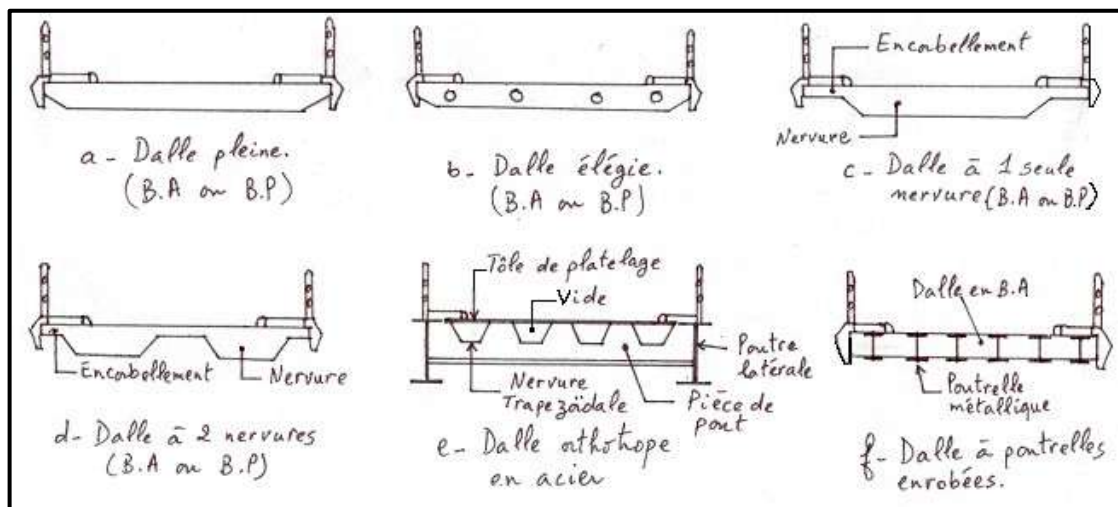


Figure I. 21 Pont dalle

#### I.4.7 DOMAINE D'EMPLOI DES PONTS SELON LEURS PORTÉES

Quand on parle de la portée d'un ouvrage, il s'agit de décrire la longueur entre axes de sa plus grande travée, cette longueur est appelée portée déterminante.

##### Ponts en maçonnerie

**Ponceaux en voûte :** 1m à 5m

**Ponts construits en arches de maçonnerie :**

(Domaine courant) : 5 m à 45 m

(Domaine exceptionnel) : 45 m à 96.5 m

**Ponts en béton armé ou béton précontraint**

- **Dalot en B.A :** 1m à 3.50 m
- **Buses en B.A :** 0.80 m à 2.50 m
- **Buses matière :** 5 m à 9 m
- **Procédé matière :** 7 m à 15 m
- **PICF (Passage inférieur en cadre fermé) :** 1 m à 12 m
- **PIPO (Passage inférieur en portique ouvert) :** 10 m à 18 m
- **PSI-DA (Passage supérieur ou inférieur en dalle armée) :**  
(Section rectangulaire) : 7 m à 15 m  
(Section à encorbellements latéraux) : 15 m à 20 m

- **PSI-DP** (Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte) :  
(Section rectangulaire) : 15 m à 23 m  
(Section à encorbellements latéraux) : 23 m à 30 m
- **PSI-DE** (Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie) :  
(Tablier de hauteur constante) : 15 m à 25 m  
(Tablier de hauteur variable) : 25 m à 35 m
- **PSI-DN** (Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée) : 20 m à 50 m
- **PSI-BA** (Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé) :  
(Domaine courant) : 15 m à 25 m  
(Domaine exceptionnel) : 25m à 28 m
- **PRAD** (Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent) : 15 m à 30 m
- **VIPP** (Viaduc à poutres précontraintes par post tension) : 25 m à 52 m
- **Cintre auto-lanceur** : 30 m à 80 m
- **Pont poussé** (unilatéralement) : 34 m à 65 m
- **Pont poussé** (bilatéralement) : 36 m à 65 m
- **Pont construit en encorbellement** : 49 m à 200 m

### **Ponts métalliques**

**Buses métalliques** : 1 m à 31 m

### **Pont à poutrelles enrobées :**

(Travées indépendantes) : 10 m à 26 m

(Travées continues) : 10 m à 30 m

### **Pont à tablier mixte :**

(Travées indépendantes) : 26 m à 90 m

(Travées continues) : 30 m à 140 m

### **Pont à tablier en dalles orthotrope :**

(Travées indépendantes) : 60 m à 180 m

(Travées continues) : 90 m à 220 m

### **Ponts à câbles**

- **Pont à haubans** : 150 m à 890 m (rivière de TARARA, Japon)

- **Pont suspendu** : 150 m à 1990 m (AKASHI KAÏKO, Japon)



---

**CHAPITRE : II**

**PRESENTATION DU  
PROJET**



### II.1 INTRODUCTION :

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Tout fois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement sa sécurité et son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et la géotechnique.

### II.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

#### II.2.1 LOCALISATION ET BUT DE L'OUVRAGE :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude de nouvelle OA situé du côté sud de la ville de GHAZAOUET plus précisément à la brèche d'Oued 'Thlatta' entre le PK2+430,59 et le PK2+583.59 d'une longueur de 153m, de la rocade côtière de MARSABEN M'HIDI / GHAZAOUET dans la wilaya de TLEMCEM. Cet ouvrage permet de franchir une brèche d'Oued 'Thlatta'. L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 153 m
  - Largeur du tablier : 9,5 m
  - Largeur de la chaussée : 7,5 m
- La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :
  - « Les exigences fonctionnelles » qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.



Figure II. 1 Situation du projet sur Google Maps.

### II.3 DONNÉES RELATIVE DE L'OUVRAGE :

#### II.3.1 DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement à sa mise en service.

On peut distinguer deux types des données:

#### Données relatives à l'obstacle franchi qui sont:

La position de l'ouvrage d'art, les gabarits et les ouvertures.

#### Données géométriques relatives à la voie portée qui sont:

- Tracé en plan.
- Profil en long.
- Profil en travers.

#### Tracé en plan :

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

- Début de l'ouvrage au PK2+430,59 : Ligne droite de  $L = 115.02$ .
- PK2+545.61 à la fin de l'ouvrage : Arc de  $R = 240.00$  m et  $L = 37.95$  m.

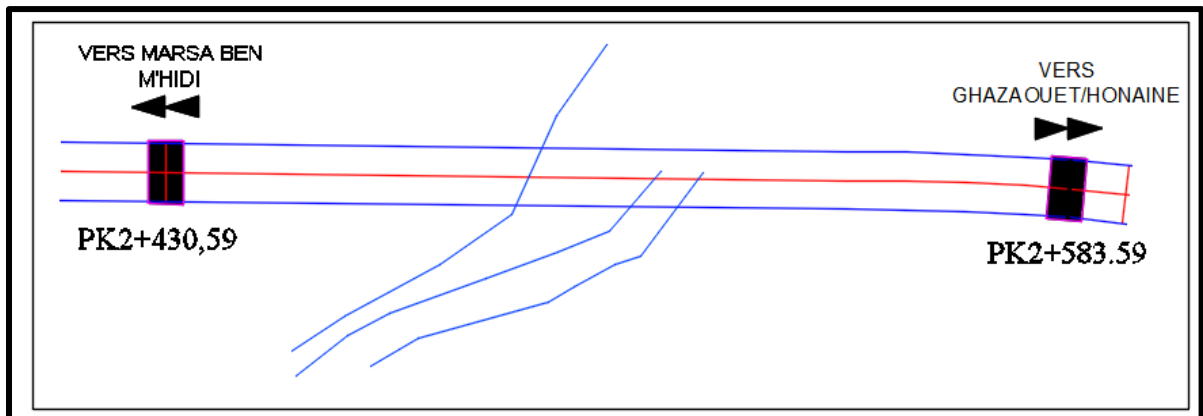


Figure II. 2 Tracé en plan de l'ouvrage

#### Le profil en long :

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

- Longueur de 153,6 m.
- Pente longitudinale de 2,7 %.

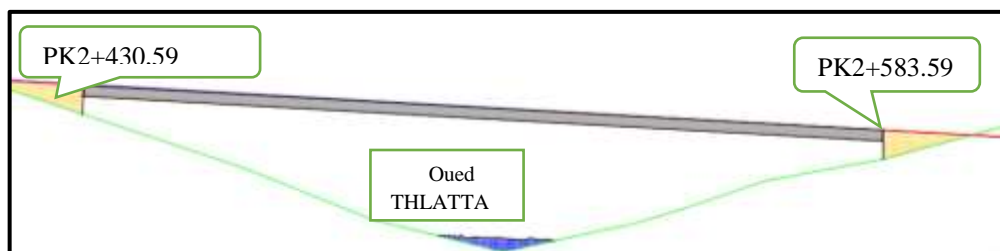


Figure II. 3 Profil en long de l'ouvrage

### Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir). Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

- Largeur rouable :  $L_r = 7,5$  m
- Largeur de trottoir :  $l = 1$  m
- Nombre de voies de circulations :  $N = 2$  voies.
- Dévers de 2 % dans les 2 cotés.
- La largeur totale : 9,5 m.

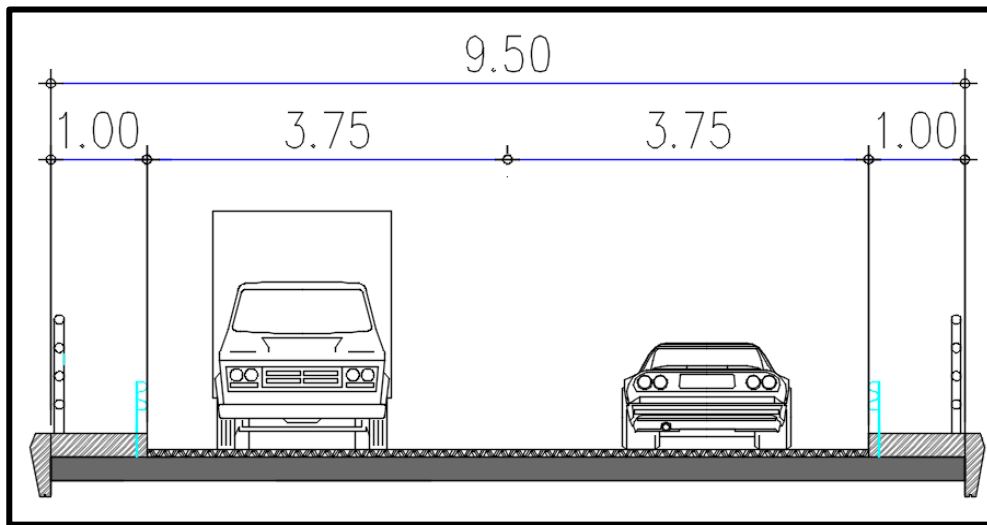


Figure II. 4 Profil en travers de l'ouvrage

### Données relatives à l'obstacle franchi :

Le gabarit et une grandeur associée aux véhicules routiers. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.). Cet ouvrage permet de franchir une brèche d'Oued 'Thlatta'.

#### II.3.2 DONNÉES NATURELLES :

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure, Il peut s'agir de données agissant directement sur le dimensionnement et la conception de l'ouvrage, l'ensemble des données peut compris :

- Les données géotechniques.
- Les données topographiques.
- Les données sismiques.
- Les données climatiques.
- Les données hydrologiques.

### II.3.3 LES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES :

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

### II.3.4 LES DONNÉES SISMIQUES :

Selon RPOA «RÈGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART», notre ouvrage se trouve dans une zone de faible sismicité (zone1).

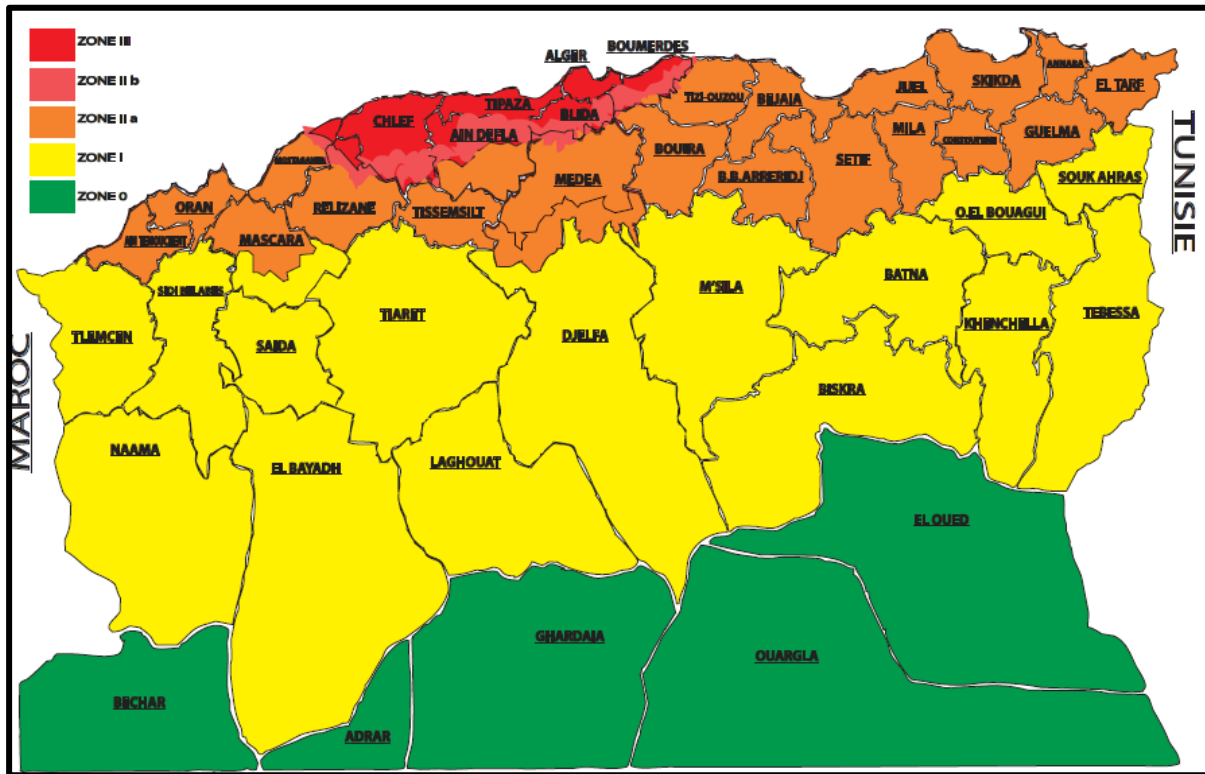


Figure II. 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie

### II.3.5 LES DONNÉES CLIMATIQUES :

Du fait de sa proximité de la méditerranée, un climat maritime tempéré caractérise la région avec des hivers humides et pluvieux et des étés secs et chauds.

- Les précipitations moyennes annuelles de la région varient de 400 mm/an.
- Les ressources en eaux souterraines existantes dans les formations géologiques du secteur étudié font partie de l'aquifères alluviale quaternaire.
- Les effets de température qui intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ( $\pm 10^{\circ}\text{C}$ ), et le gradient thermique.
- Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (RCPR) on prend une surcharge du vent répartie de 1,25 KN/m<sup>2</sup> en phase de construction et 2,00 KN/m<sup>2</sup> en phase de service.

### II.3.7 LES DONNÉES HYDROLOGIQUES :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. [1] En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Plus Hautes Eaux connues =0,8 m.
- Plus Hautes Eaux navigables = 0,8 m.
- Plus Basses Eaux ou étiage =0 m.
- Le lit majeur et le lit mineur.

### II.4 CONCLUSION :

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit et c'est ce qu'on a traité dans ce chapitre, en se basant sur les données rassemblées, Afin d'entamer la conception de notre ouvrage abordée dans le chapitre suivant.



---

**CHAPITRE : III**

**CONCEPTION ET PRE-  
DIMENSIONNEMENT**



### III.1 INTRODUCTION :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études. Plus approfondies c'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

### III.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

#### III.2.1 CRITÈRES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : (pont, route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

#### III.2.2 LES PARAMÈTRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

#### III.2.3 QUALITÉS REQUISE POUR UN PONT :

Le choix de la solution la mieux adaptée doit se tenir compte des qualités suivantes :

- Fiabilité
- Robustesse
- Durabilité
- Esthétique
- Économie

Dans notre cas, trois variantes sont envisagées :

- ♣ Variante 1 : Pont à poutres.
- ♣ Variante 2 : construit en voussoirs préfabriqués.
- ♣ Variante 3 : Pont mixte.

### III.3 PRÉSENTATION DES VARIANTES :

#### III.3.1 LA PREMIÈRE VARIANTE :

##### « Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension »

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension PRAD (Précontrainte par Adhérence) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.

- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension), qui sont employés pour des portées compris entre 30 et 50 mètres.

##### III.3.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE:

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 5 travées équidistantes avec des poutres de 30.5 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 153.68 m.

##### III.3.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA.

##### L'espace entre axes des poutres (d) :

L'entraxe « d » des poutres varie de l'ordre 0.9 m à 2,5 m. On prend :  $d=1.60\text{m}$

##### Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre est conditionnée par l'inégalité suivant :  $L/20 \leq h_p \leq L/17$  L : la longueur d'une travée  $L=30.5\text{m}$ .

$h_p$  : la hauteur de la poutre. On prend  $h_p=1,55\text{m}$ .

##### Nombre des poutres :

L'équation pour déterminer le nombre des poutres est la suivant :

$$N = (L_a/d) + 1, L_a=9.5\text{m}, d=1.60$$

$$N = (9.5/1.60) + 1 ; \text{on prend } N=6 \text{ poutres.}$$

##### Largeur de la table de compression (b) :

Le largeur da la table de compression doit être :  $b \geq 0.6h_p$  On prend  $b= 1 \text{ m}$ .

**Épaisseur de table de compression (e) :**

Elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives. On prend :  $e=15$  cm.

**Épaisseur de l'âme :**

En travée (b0) :

- $b_0$  est donnée par :  $b_0 \geq (h_p/40) + 9$ . Donc a fixé :  $b_0 = 25$  cm.

À l'about (b0) :

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On prend :  $b_0=60$  cm.

**Largeur de talon (Lt) :**

$50\text{cm} \leq L_t \leq 80\text{cm}$ , On a fixé  $L_t$  pour  $L_t = 60\text{cm}$ , cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

**Épaisseur du talon :**

L'épaisseur du talon varie entre 10 cm et 30 cm , On prend  $e_t = 20\text{cm}$ .

**Gousset de la table de compression :**

Mi travée :  $\alpha_1=6^\circ$  donc :  $e_1=3$  cm       $\alpha_2=45^\circ$  donc :  $e_2=10$  cm

About :  $\alpha_3=6^\circ$  donc :  $e_3=2$  cm.

**Gousset du talon :**

$\alpha_4 = 50^\circ$  donc :  $e_3= 20$  cm

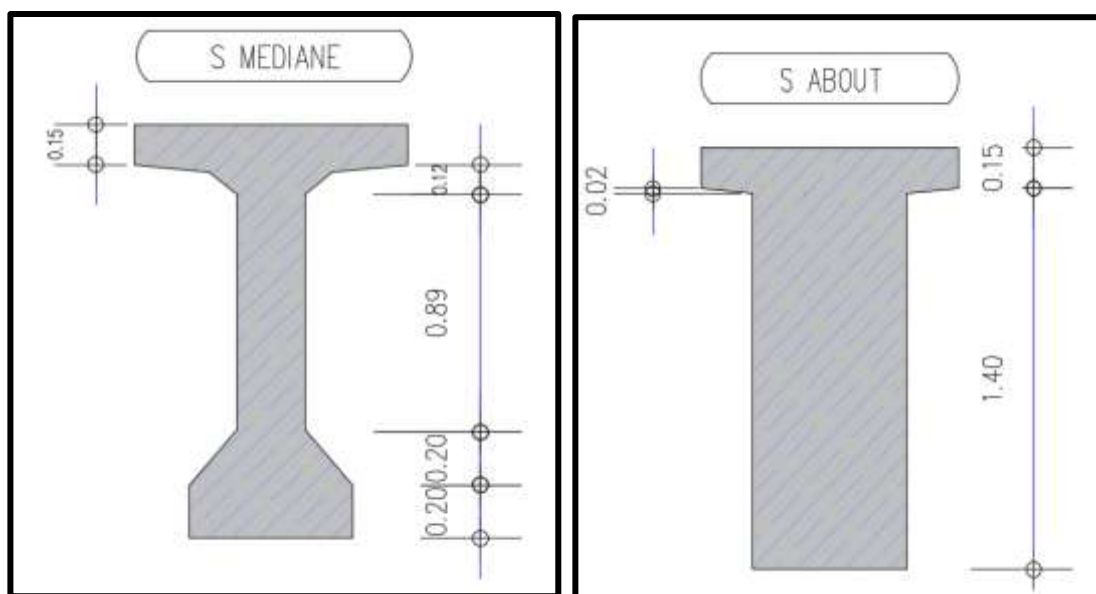


Figure III. 1 Coupe poutre préfabriquée.

Tableau III 1 Dimensionnement du VIPP.

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	$L/20 \leq H_t \leq L/17$ m L : portée de la poutre.	$H_t = 1.80$ m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$ m	$e = 0.25$ m
Hauteur de la poutre	$h = H_t - e$	$h = 1.55$ m
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2$ m	$\lambda = 1.6$ m
Entraxe des poutres de rive	$L_a$ : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	$L_a = 9.5$ m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	6 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1$ m
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1$ m	$e = 0.15$ m
Largeur du talon	$b_t = B_t/N$ Avec : $B_t = \frac{1 \times L^2}{H_t^2 \times K}$ $1100 \leq K \leq 1300$	$b_t = 0.60$ m
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.20$ m
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.60$ m
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25$ m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 6^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan } \theta \leq 1.5$	$\text{Tan } \theta = 1.19$ $\theta = 50^\circ$
Entretoise d'about	/	$30 \times 1.1 \text{ cm}^2$

### III.3.1.3 LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE :

#### Les avantages :

- Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
- Maîtriser de la préfabrication des poutres.
- Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et les coûts.

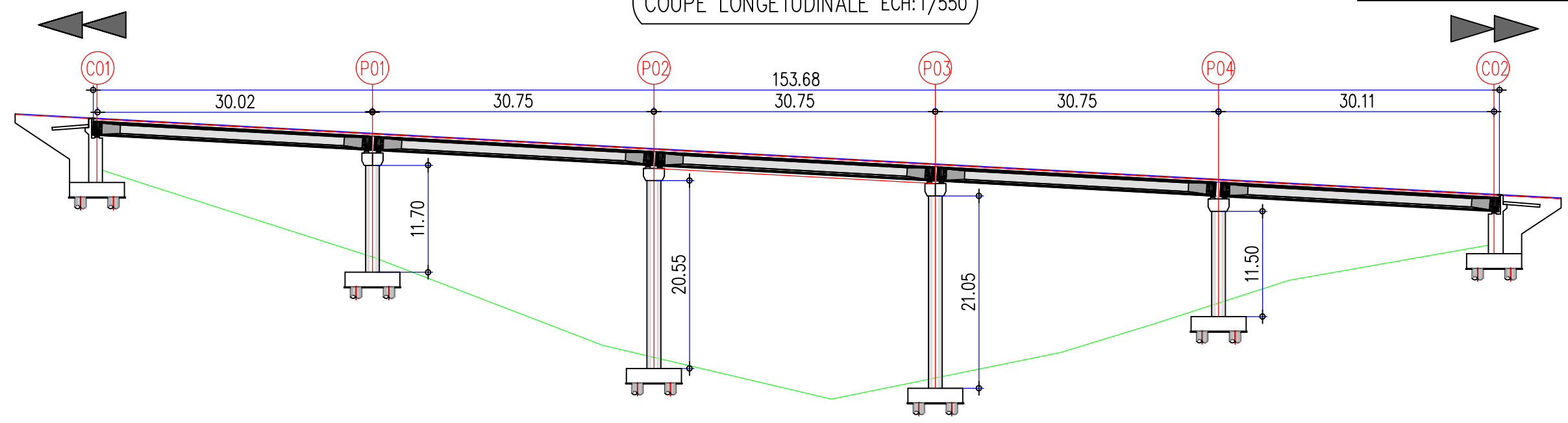
#### **Les inconvénients :**

- Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
- La hauteur importante des poutres et leur poids qui augment au fur et à mesure que leur portée augmente.

VERS MARSA BEN M'HIDI

COUPE LONGITUDINALE ECH:1/550

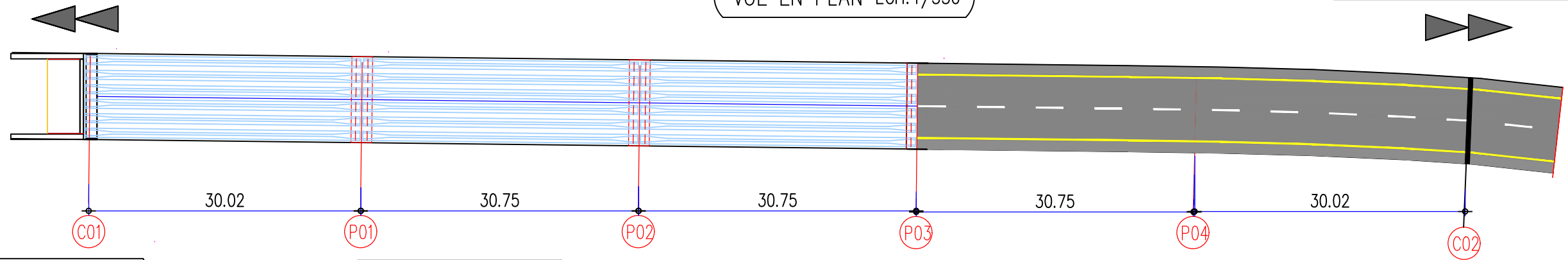
VERS GHAZAOUET/HONAINE



VERS MARSA BEN M'HIDI

VUE EN PLAN ECH:1/550

VERS GHAZAOUET/HONAINE



COUPE SUR PILE ECH:1/200

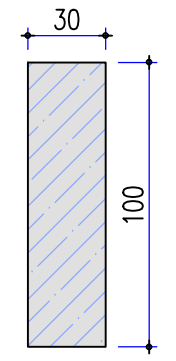
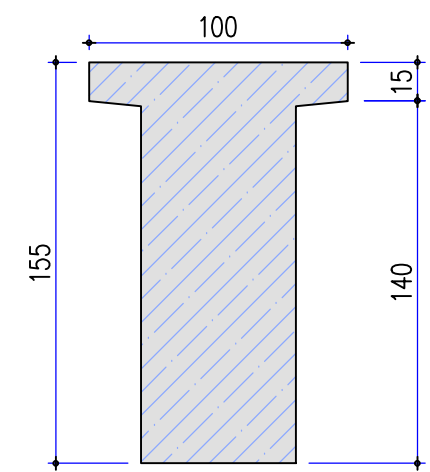
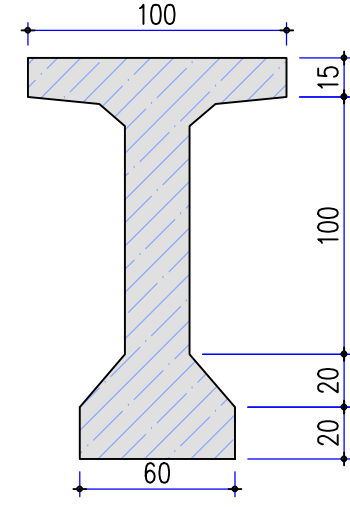
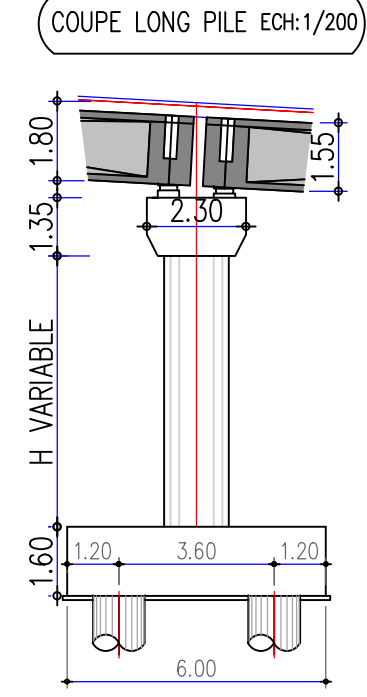
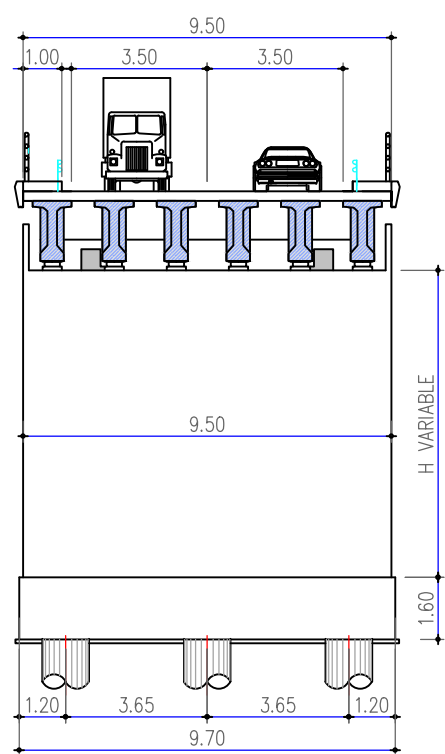
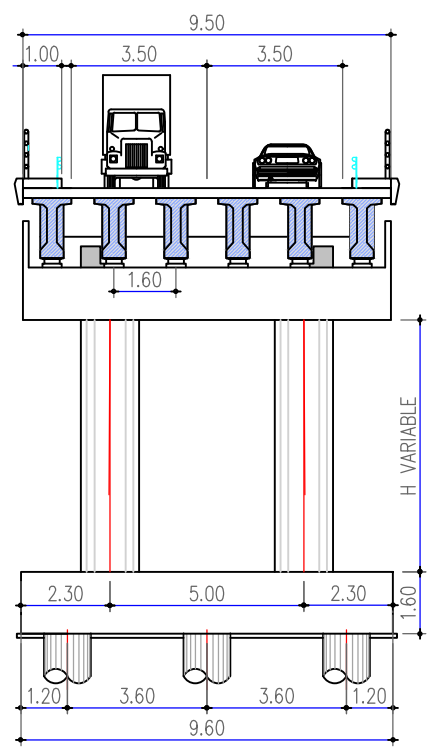
COUPE SUR CULEE ECH:1/200

COUPE LONG PILE ECH:1/200

S MEDIANE ECH:1/30

S ABOUT ECH:1/30

ENTROTOISE ECH:1/30



### III.1.1 LA DEUXIÈME VARIANTE :

« Pont construit par encorbellement (Pont à voussoir en béton précontraint) » :

#### III.1.1.1 INTRODUCTION :

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

#### III.1.1.2 SCHÉMA STATIQUE LONGITUDINAL :

##### RÉPARTITION DES TRAVÉES :

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements. Les ouvrages les plus courants comportent donc une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60 à 70 m pour cent des portées principales.

Nous choisissons une seule (1) portées principales de 75m de longueur et 2 portées de rives de 39m de longueur.

##### ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 60/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle sur abondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable, Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique.

Pour un tablier sur appuis simples on a les relations suivantes :

- Sur pile  $h_p : \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$ .
- A la clef  $h_c : \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$ .

##### CONDITIONS D'APPUI :

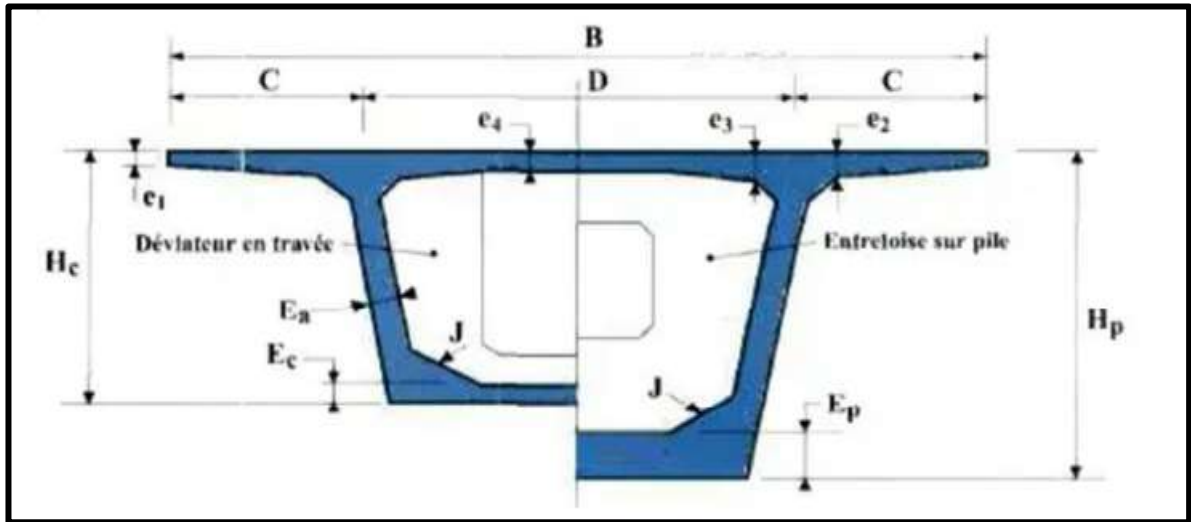
L'ouvrage comporte des travées principales toutes égales, dans ce cas le tablier est en général en appuis simples sur toutes ses piles. Cette solution permet en effet : de conserver un ouvrage très répétitif, donc simple à exécuter. La majorité des ponts construits par encorbellements successifs reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastrés sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux.

##### CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projecteurs à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui

est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

**III.1.1.3 Pré-dimensionnement de la section transversale :**



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

Dans un caisson simple :  $C=B/4=9.5/4$ , donc  $C=2.375m$

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

$e_1$  : dépend du dispositif de retenue choisi, Elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale BN1,
- 24 cm en cas de barrière normale BN4.

Nous choisissons un dispositif de retenu de type BN1, donc :  $e_1=23cm$ .

$e_2$  : dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.  $C/8 \leq e_2 \leq C/7$ , donc  $e_2=0.32m$

$e_4$  : Son épaisseur à mi-portée  $e_4$  est égale à  $D/30 \leq e_4 \leq D/25$ , donc  $e_4=0.3m$

$e_3$  : À l'encastrement, la valeur  $e_3$  peut être estimée  $e_3=0,1+ D/25$  donc  $e_3=0.3m$

$E_a$  : L'épaisseur des âmes, la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur minimale de l'âme égale :  $E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125$ , donc  $E_a=0.306m$ .

$E_c$  : le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (18 à 25 cm) pour limiter le poids propre du caisson, donc on prend  $E_c=25cm$ .

$E_p$  : C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile  $E_p$ . Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm, on prend  $E_p=75cm$ .

**Pré dimensionnement des goussets (supérieur et inférieur) :**

Les goussets doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions, elles sont dessinées et prises en compte de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et

ne sont fixés précisément qu'après détermination précise du câblage de fléau et du ferrailage. Les goussets supérieurs est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques. Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre  $40^\circ$  et  $45^\circ$  pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

### **Déviateurs et entretoises :**

Outre éléments indispensables sont à considérer à l'intérieur des voussoirs qui sont les déviateurs et les entretoises. Les entretoises sont des éléments conçus au niveau des appuis (piles (VSP) et culées). Ils ont pour rôle de support d'ancrage pour les câbles de précontrainte extérieure et de la diffusion de leurs efforts. Et en second lieu la transmission de la composante verticale des câbles de précontrainte extérieure déviés au niveau du VSP et du flux de cisaillement des âmes et de l'hourdis dus aux efforts tranchants et à la torsion du tablier aux appareils d'appuis et piles. Les déviateurs sont disposés au niveau des travées centrales pour assurer la déviation du tracé des câbles de précontraintes extérieures. La distance entre les axes des déviateurs et des appuis est de l'ordre de  $L/3$  à  $L/4$ .

### **III.1.1.4 LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE :**

**Les avantages :** La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages :

- Ouvrages comportant des piles très hautes (construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants) et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir. La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :
- Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour (le délai d'exécution).

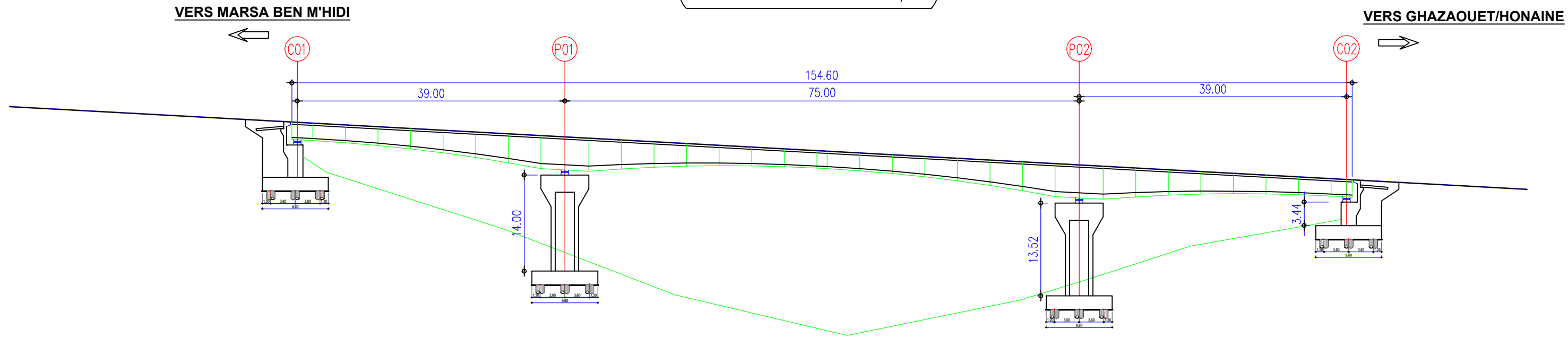
**Les inconvénients :** La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
- Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit

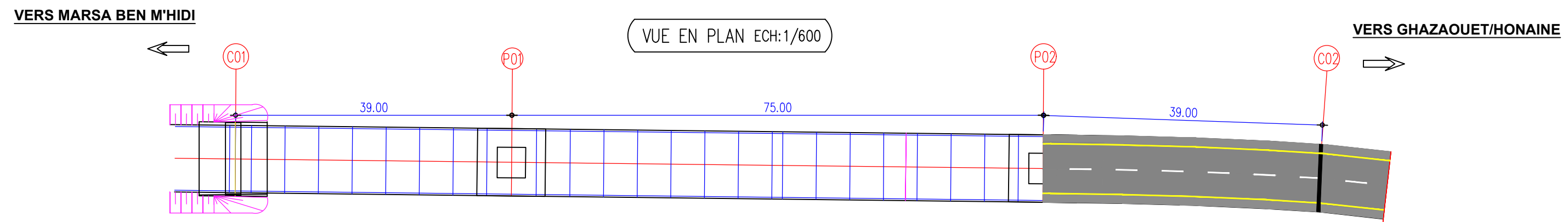
des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.

- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.

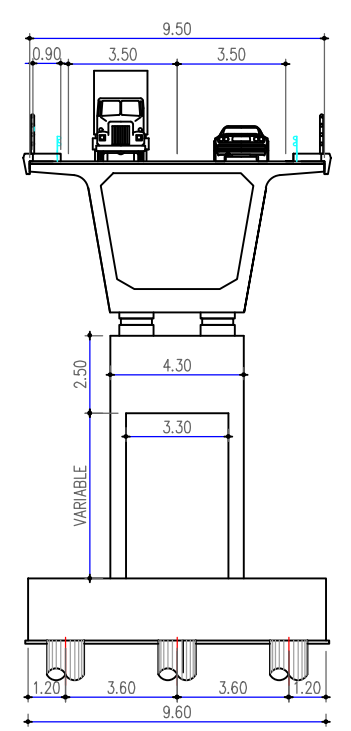
COUPE LONGITUDINALE ECH:1/600



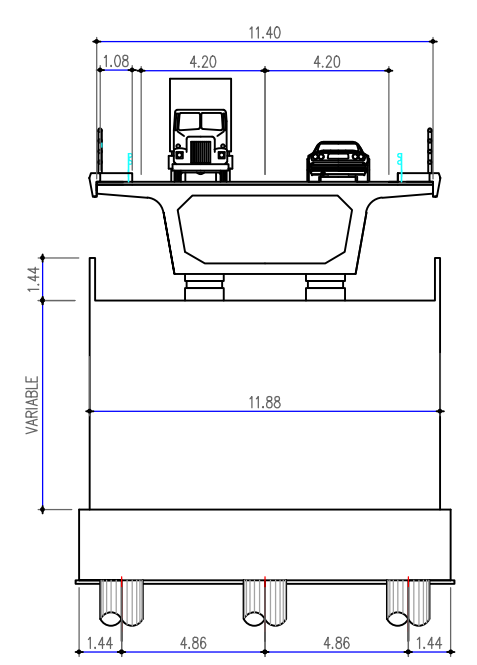
VUE EN PLAN ECH:1/600



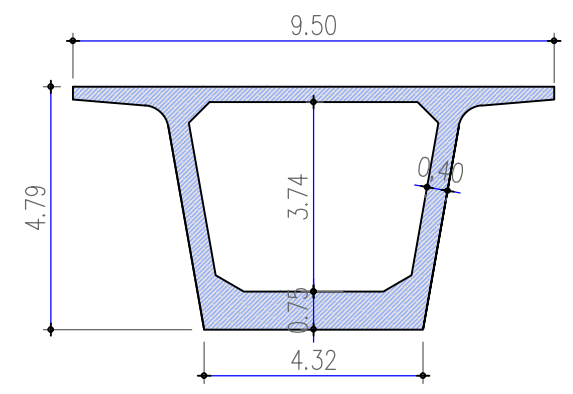
COUPE SUR PILE ECH:1/150



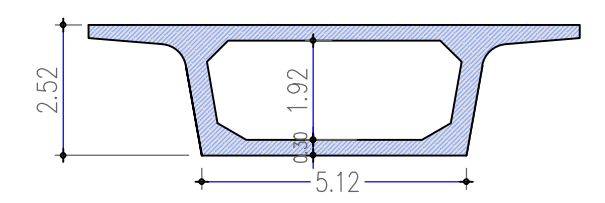
COUPE SUR CULEE ECH:1/150



COUPE TRANSVERSALE DE VSP ECH:1/30



COUPE TRANSVERSALE DE VC ECH:1/30



### III.1.1 LA TROISIÈME VARIANTE :

#### « PONT MIXTE » :

La structure métallique se compose d'un ensemble de poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage. Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. Selon le guide de conception durable des ponts routiers mixtes acier-béton édité par le Sétra La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

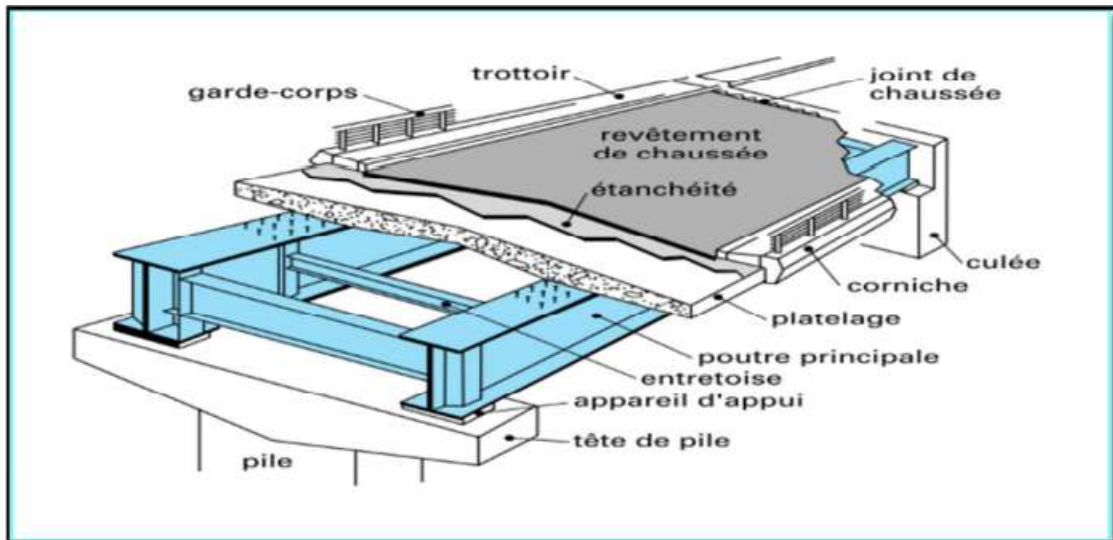


Figure III. 3 Les différentes parties du pont mixte

#### III.1.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE :

On propose donc dans cette variante, à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé d'une (1) seule travée de 65 m de longueur, et deux travées de rives de 43.75 m de longueur, donc une longueur totale du pont égale à 153.70 m.

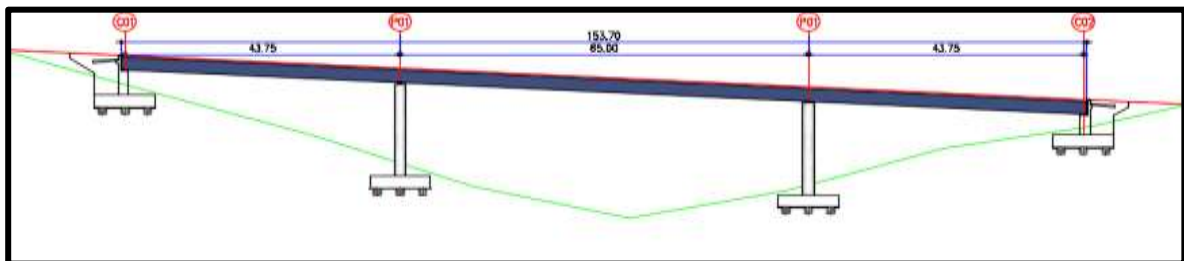


Figure III. 4 Implantation de la variante 3

#### III.1.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :

Le tablier est assez large (9.5 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont. On opte pour :  $a = 2.25$  m et  $b = 5$  m.

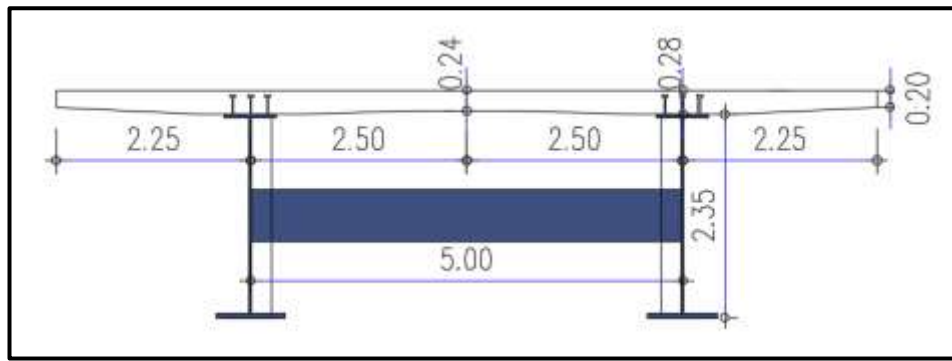


Figure III. 5 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

### III.1.1.3 CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après avec  $L = 65$  m et  $L_t = 5$  m.

Tableau III 2 Pré dimensionnement des poutres métalliques.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 280 mm	variable
Hauteur de la poutre (HP)	$HP = \frac{L}{28}$	2350
Épaisseur de l'âme (tw)	$tw \geq 0,005 \times H$	30
Largeur semelle inferieure (bi)	$400 \text{ mm} \leq bi \leq 1 \text{ 300 mm}$	800
Épaisseur de la semelle inferieure (twi)	$twi \geq bi \text{ 30}$	40
Largeur semelle supérieure (bs)	$400 \text{ mm} \leq bs \leq 1 \text{ 300 mm}$	600
Épaisseur semelle supérieure (tws)	$tws \geq \frac{bs}{30}$	40

### III.1.1.4 CONCEPTION DES PIÈCES DE PONT :

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III 3 pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de la pièce de pont Hpp	600
Largeur de la semelle b	200
Épaisseur de la semelle tf	19
Épaisseur de l'âme tw	12

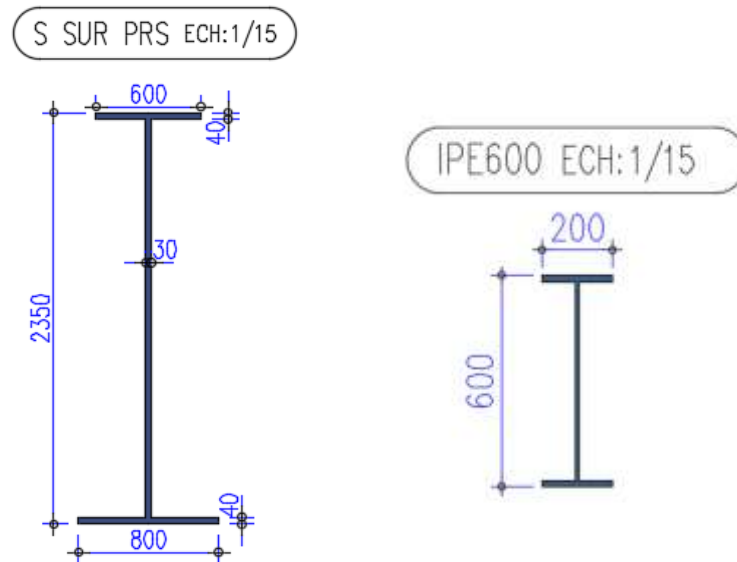


Figure III. 6 Représentation des poutres de la variante 3.

### III.1.1.5 LES AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA VARIANTE 3:

#### Les avantages :

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- Acier est le matériau idéal pour la construction. Qualité supérieure, homogène, isotrope, haute résistance en tension et en compression
- La rapidité d'exécution globale et une grande ductilité.
- Légèrement par rapport à autre tablier.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

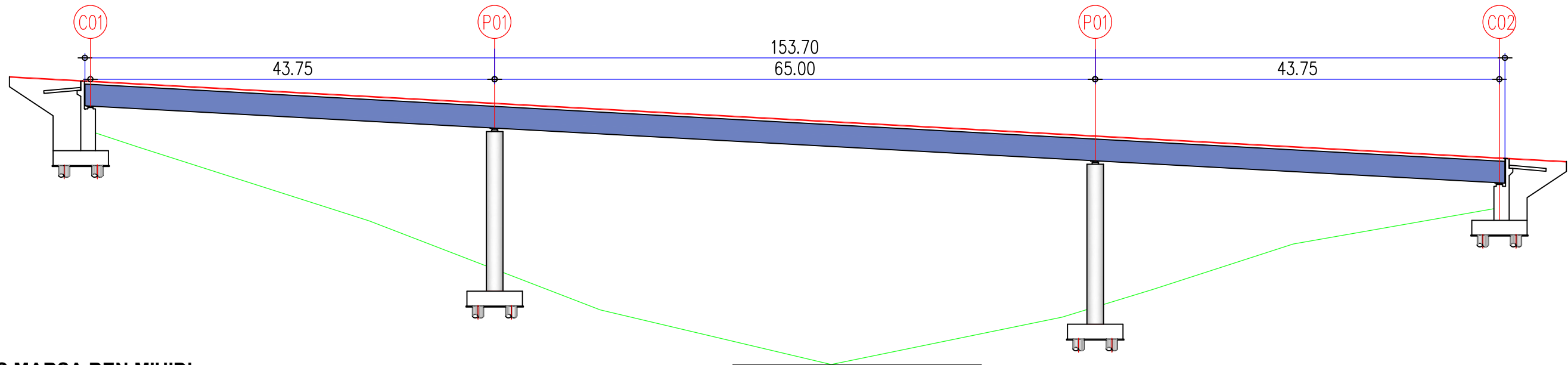
#### Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement lorsqu'elles sont comprimées pour les ensembles des pièces du pont.
- Résistance au feu très faible.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

VERS MARSA BEN M'HIDI

VERS GHAZAOUET/HONAINE

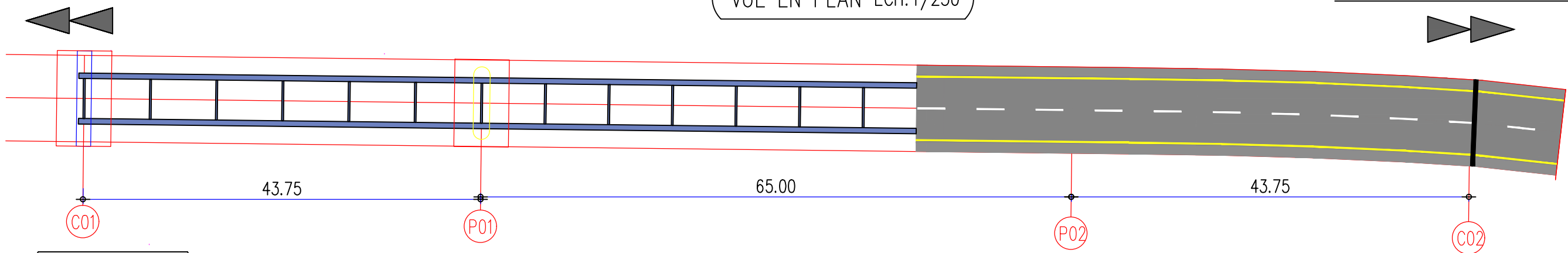
COUPE LONGITUDINALE ECH:1/250



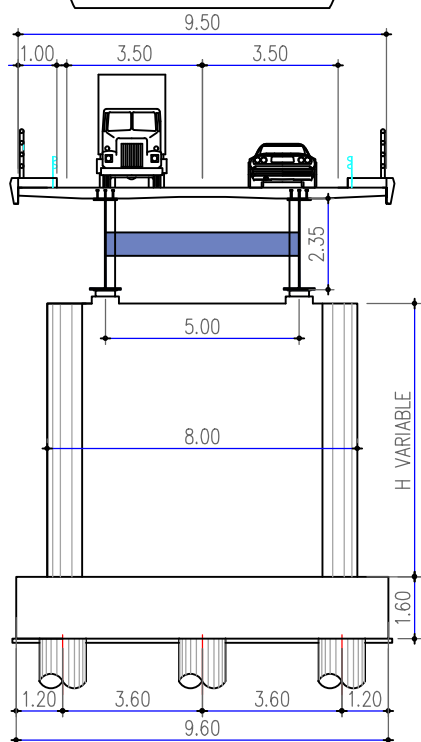
VERS MARSA BEN M'HIDI

VERS GHAZAOUET/HONAINE

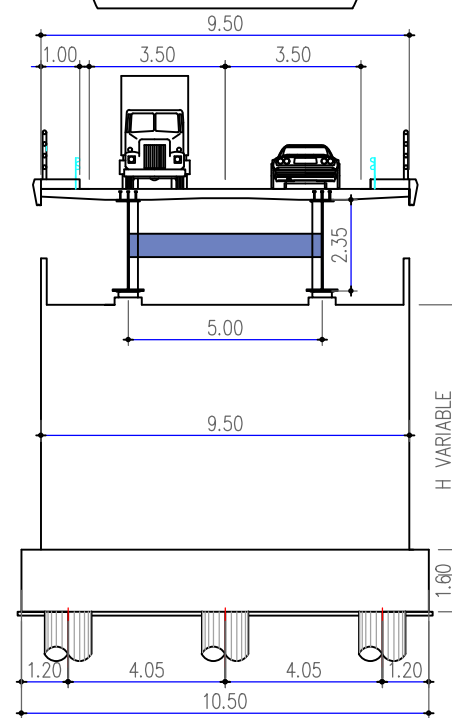
VUE EN PLAN ECH:1/250



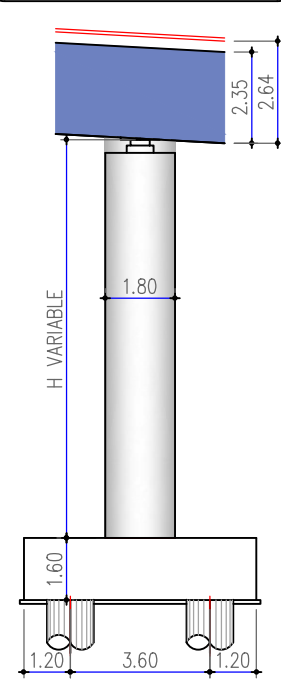
COUPE SUR CULEE ECH:1/200



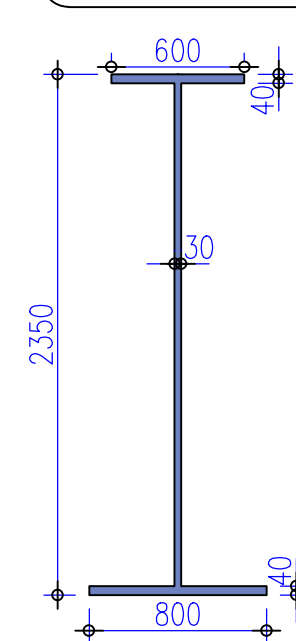
COUPE SUR CULEE ECH:1/200



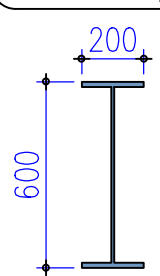
COUPE LONG PILE ECH:1/200



S SUR PRS ECH:1/35



IPE600 ECH:1/25



### III.1 ANALYSE MULTICRITÈRE DES VARIANTES :

La pratique courante de la conception des ouvrages d'art est fortement orientée par la phase de construction. Traditionnellement, la conception des ouvrages consiste à retenir un dimensionnement qui permet d'atteindre des critères de construction le plus favorable tout en respectant des exigences prescrites pour une durée de fonctionnement donnée.

- **Pont à poutres précontraintes** : En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.
- **Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif** : Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.
- **Pont à tablier mixte** : L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport. Présence d'un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

**Tableau III 4 l'analyse comparative des trois variantes.**

	Pont a poutres précontraintes	Pont construit par encorbellement	Pont à tablier mixte
Économie	6/6	4/6	3/6
Entretien	3.5/4	3/4	2/4
Esthétique	2/4	4/4	3/4
Le délai de réalisation	5/6	4/6	4/6
somme	16.5/20	15/20	12/20

### III.2 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES :

**Tableau III 5 Devis estimatif de la première variante**

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
<b>Poste 1 : Béton</b>				
Béton RN 27 pour piles	M3	620	18 000,00	111 60 000,00
Béton RN 27 pour culées	M3	570	18 000,00	10 260 000,00
Béton RN 27 pour semelle	M3	847.872	18 000,00	15 261 696,00

### CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Béton RN 27 pour pieux	MI	360	60 000,00	21 600 000,00
Béton RN 35 pour la dalle	M3	365.03	20 000,00	7 300 600,00
<b>TOTAL (Poste 1)</b>				<b>65 582 300,00</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour infrastructure	T	305.68	160 000,00	48 908 800,00
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour superstructure	T	73.006	160 000,00	11 680 960,00
Acier charpente métallique pour tablier (poutre +entretoise)	T	765.00	700 000,00	535 500 000,00
Assemblage et montage du tablier métallique	T	751.00	80 000,00	60 080 000,00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>656 170 800,00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>			<b>721 753 100,00</b>	
<b>T V A 19 %</b>			<b>137 133 089,00</b>	
<b>TOTAL EN TTC</b>			<b>858 886 140,00</b>	
<b>Huit cent cinquante-huit millions huit cent quatre-vingt-six mille cent quarante Dinars Algérien</b>				

**Tableau III 6 Devis estimatif de la deuxième variante.**

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
<b>Poste 1 : Béton</b>				
Béton RN 27 pour piles	M3	340.70	18 000,00	6 132 600,00
Béton RN 27 pour culées	M3	480.08	18 000,00	8 641 440,00
Béton RN 27 pour semelle	M3	774.144	18 000,00	13 934 592,00
Béton RN 27 pour pieux	MI	540	60 000,00	32 400 000,00
Béton RN 35 pour la dalle		367.175	20 000,00	7 343 500,00
Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	1260.87	40 000,00	50 434 800,00
<b>TOTAL (Poste 1)</b>				<b>118 887 300,00</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour infrastructure	T	239.24	160 000,00	38 278 400,00
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour voussoirs en béton précontraint	T	325.61	160 000,00	52 097 600,00

### CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	63.04	600 000,00	37 824 000,00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>128 200 000,00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>			<b>247 087 300.00</b>	
<b>T V A 19 %</b>			<b>46 946 587.00</b>	
<b>TOTAL EN TTC</b>			<b>294 033 887.00</b>	
<b>Deux cent quatre-vingt-quatorze millions trente-trois mille huit cent quatre-vingt-sept Dinars Algérien</b>				

**Tableau III 7 Devis estimatif de la troisième variante.**

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
<b>Poste 1 : Béton</b>				
Béton RN 25 pour piles	M3	229.00	18 000,00	4 122 000,00
Béton RN 25 pour culées	M3	202.20	18 000,00	3 639 600,00
Béton RN 25 pour semelle	M3	554.88	18 000,00	9 987 840,00
Béton RN 25 pour pieux	Ml	540	60 000,00	32 400 000,00
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	1342.61	18 000,00	24 166 980,00
<b>TOTAL (Poste 1)</b>				<b>74 316 400,00</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	147.91	160 000,00	23 665 600,00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	268.52	160 000,00	42 963 200,00
Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	48.32	550 000,00	26 576 000,00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>93 204 800,00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>			<b>167 521 200.00</b>	
<b>T V A 19 %</b>			<b>31 829 028.00</b>	
<b>TOTAL EN TTC</b>			<b>199 350 228.00</b>	
<b>Cent quatre-vingt-dix-neuf millions trois cent cinquante mille deux cent vingt-huit Dinars Algérien</b>				

#### III.3 Choix de la variante :

Après l'analyse des aspects négatifs, positifs et quantitatifs des trois variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre. Vu que les critères les plus importants restent : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, Notre pont est situé dans un oued, donc la solution d'un pont à poutre en béton précontraint est plus avantageuse

que les deux autres variantes, car dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on aura un risque de glissement et tassement lors de placement des matériels d'exécution, et pour le cas d'un pont mixte l'environnement humide provoque la corrosion qui nécessite un entretien tout au long de la durée de service.

D'autre part, le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs présente un coût assez élevé et le pont mixte a un coût très élevé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

Alors, on opte pour la variante 03 : pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents facteurs de comparaison.

### III.4 CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conception générale dépendent essentiellement de données des contraintes naturelles imposées par le site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, en respectant les caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque solution. Ce choix « Pont à Poutres Préfabriquées en Post Tension » fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.



---

**CHAPITRE : IV**

**HYPOTHESES DE  
CALCUL**



### IV.1 INTRODUCTION :

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage, c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

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

- **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 éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 Titre 5** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Documents **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

### IV.3 BÉTON:

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est choisie a priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôle qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

Densité : la masse volumique du béton armé  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

#### IV.3.1 La résistance caractéristique à la compression :

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

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 25 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ j.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j.}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 25 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

#### IV.3.2 La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa).} \end{cases}$$

Contrainte de calcul à l'ELU

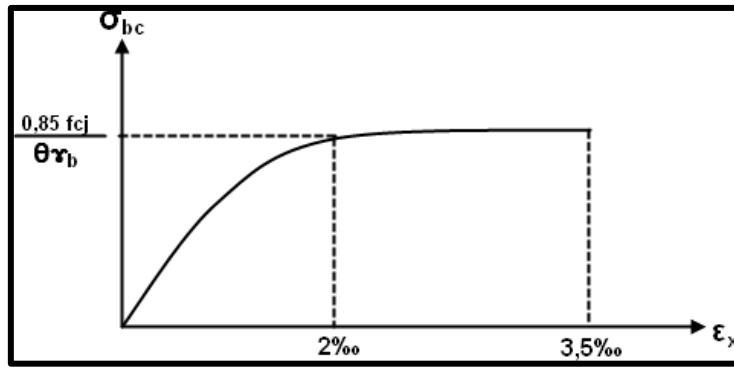


Figure IV. 1 Diagramme contraintes déformations pour le béton.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times fcj}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{avec : } \theta, \gamma_b \text{ sont des coefficients.}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{(si la durée > 24 heure).} \\ 0,9 & \text{1h < la durée < 24h).} \\ 0,85 & \text{(si la durée < 1h).} \end{cases}$$

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

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 9,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 15,30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25\text{MPa.} \\ 19,95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 25\text{MPa.} \end{cases}$$

Contrainte de calcul pour ELS :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction (situation accidentelle).} \end{cases}$$

Coefficient de poisson :

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

Le coefficient de Poisson du béton doit être pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour celui des déformations.

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0,00$  pour le calcul des sollicitations.

Module de déformation longitudinale du béton E :

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

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Mpa).

Module de déformation différée (longue durée) :

- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Mpa).

#### IV.4 ACIER :

##### IV.4.1 Acier passif :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

La limite élastique :

$\gamma_s = 1$	→	Situation accidentelle.
$\gamma_s = 1$	→	Situation durable ou transitoire.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$ .
- En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{ij})^{1/2})$ .
- En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{ij})^{1/2})$ .

Avec :

n=1	→	Treillis soudés et ronds lisses.
n=1.6	→	Aciers à haute adhérence.

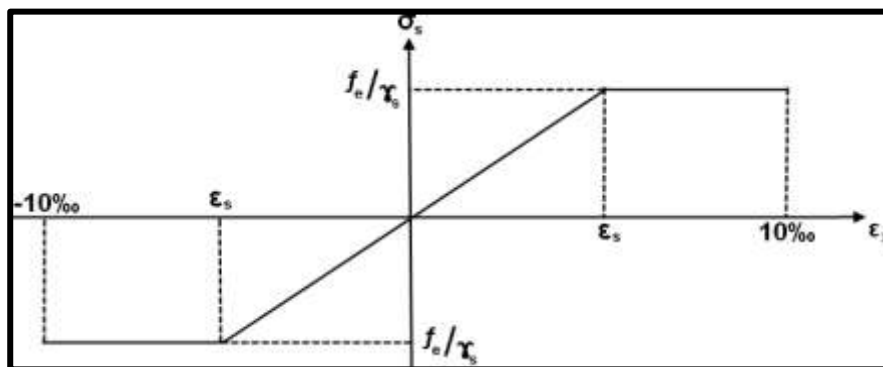


Figure IV. 2 Diagramme contraintes déformations pour l'acier.

##### IV.4.2 Acier actif :

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

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg}, 0,9 f_{peg})$$

$f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1860**.

Résistance ultime :  $f_{prg} = 1860$  MPa.

Limite élastique :  $f_{peg} = 1674$  MPa.

Module d'élasticité :  $E_p = 190\ 000$  MPa.

Section droite d'un toron :  $A_{p\ 1toron} = 150$  mm<sup>2</sup>.

Section d'un câble :  $A_p = 1950$  mm<sup>2</sup>.

Diamètre du gain :  $\Phi = 90$  mm.

Coefficient de Relaxation des câbles à 1000 heures :  $\rho = 2.5\%$ .

Coefficient de Recul d'encrage  $g = 2$  mm.

$f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 0.1%.

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

Module de young

- $E_p = 200\ 000$  MPa pour les barres.
- $E_p = 190\ 000$  MPa pour les torons.

### IV.5 CONCLUSION :

Après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base on s'est intéressé aux différentes contraintes liées au pont et vu l'influence majeure de ces dernières, on a déterminé les différentes techniques et matériaux utilisés à la réalisation des ponts, ainsi que les avantages et les inconvénients de ces derniers.



---

**CHAPITRE : V**

**CARACTERISTIQUES  
GEOMETRIQUES**

---



### V.1 INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage « sa longueur de franchissement et notamment sa largeur ».

Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi les caractéristiques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

### V.2 CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER :

- Largeur totale : 9.5 m
- Largeur roulable : 7.5 m
- Largeur chargeable : 6.5 m
- Largeur de trottoir à droite : 1 m
- Largeur de trottoir à gauche: 1 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre des poutres : 6 poutres
- Entre axes : 1.6 m

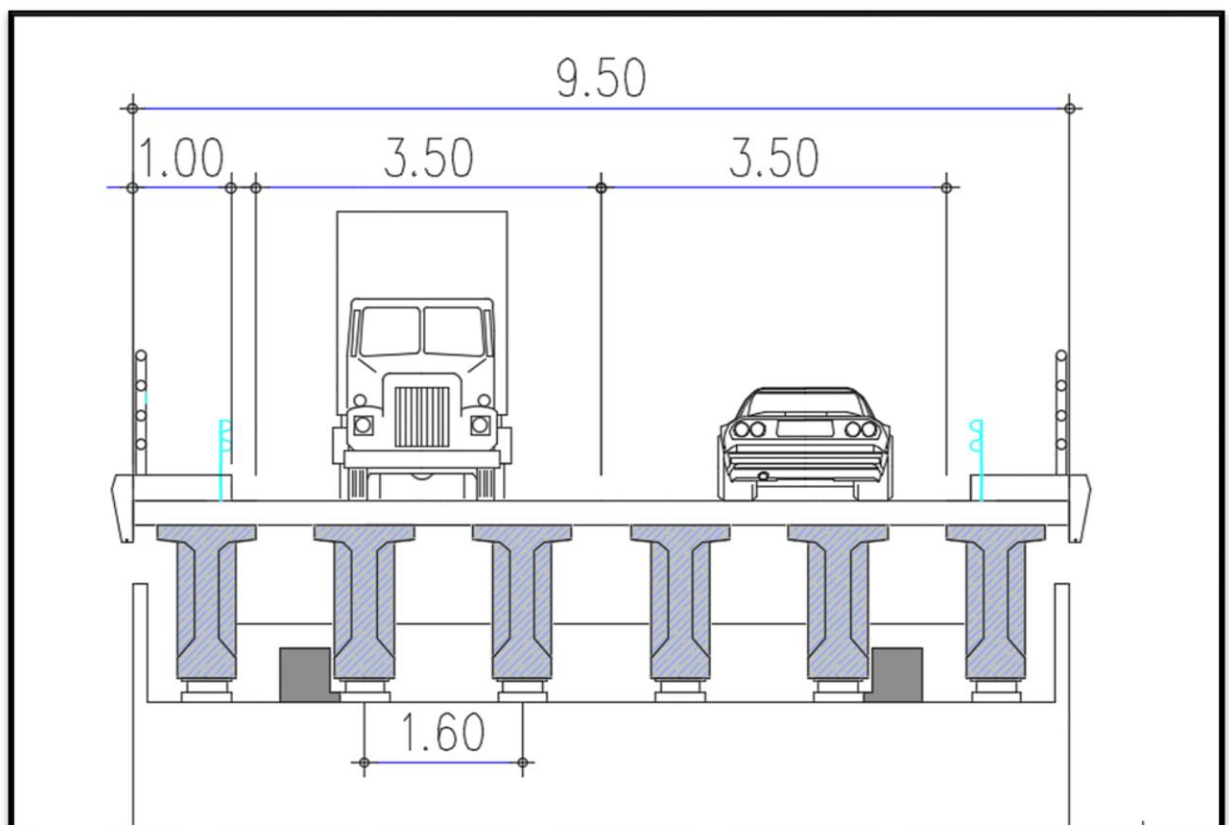


Figure V. 1 Caractéristiques du tablier

### V.3 SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE :

Chaque poutre est composée de trois sections transversales, les dimensions des sections transversales sont présentées dans la figure suivante :

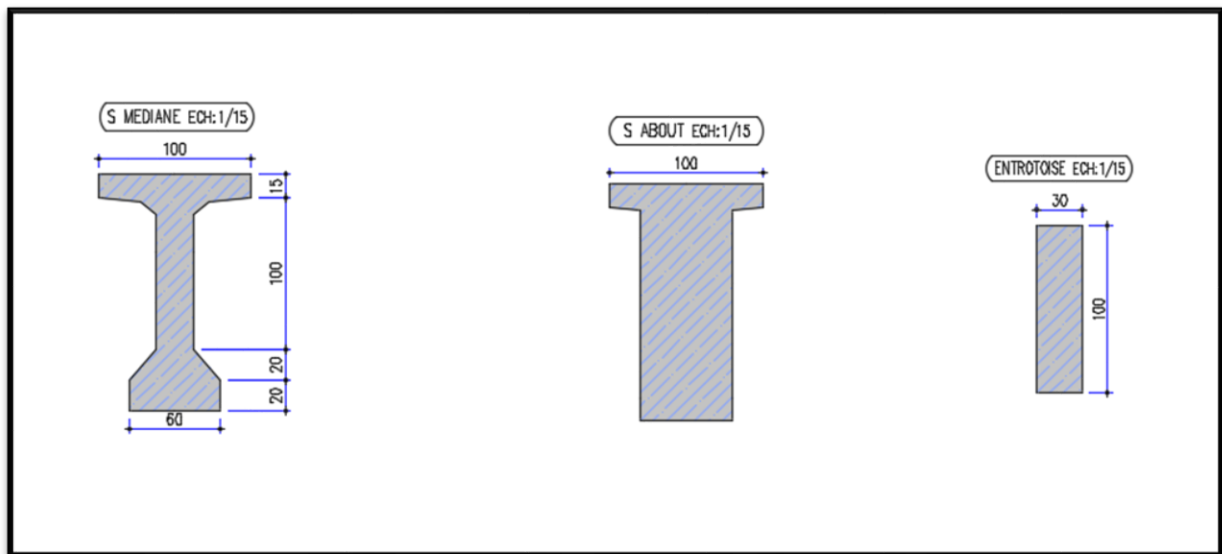


Figure V. 2 les sections transversales de la poutre

V.4 Détermination des Caractéristiques géométriques de la poutre :

Pour calculer les différentes caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre, on utilise les formules suivantes :

Tableau V 1 Formules de détermination des Caractéristiques géométriques de la Poutre

Formule	Définition
$B_{brute} = x.y$	Section brute de l'élément
$I_{\Delta} = bh^3 / 36$ $I_{\Delta} = bh^3 / 12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : - -pour une section triangulaire - -pour une section rectangulaire
$V' = CG$ $V = H - V'$	Distance de la fibre supérieur et inférieur par rapport au CG
$I_G = I_{\Delta} - B.V'^2$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG
$B_{nette} = 0.95 * B_{brute}$	Section nette de la poutre
$\rho = I_G / V'.V. B_{brute}$	Rendement géométrique de la section.

V.4.1 SECTION D'ABOUT :

Tableau V 2 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

SECTION SANS HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.55
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	0.994
<b>V' (m)</b>	0.82
<b>V (m)</b>	0.73
<b>IG (m<sup>4</sup>)</b>	0.22
<b>ρ(%)</b>	37

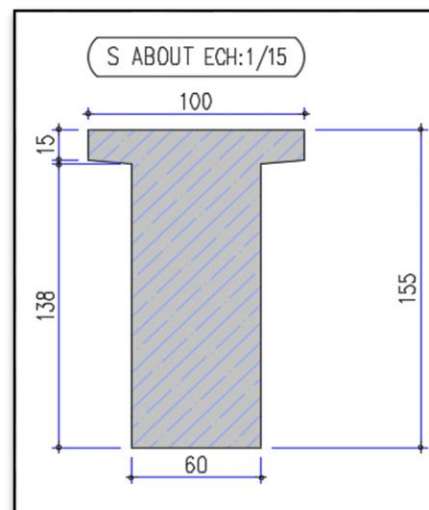


Figure V. 3 section d'about sans hourdis

Tableau V 3 Caractéristiques géométrique de la poutre d'about avec hourdis

SECTION AVEC HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.80
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	1.39
<b>V' (m)</b>	1.07
<b>V (m)</b>	0.73
<b>IG (m<sup>4</sup>)</b>	0.43
<b>ρ(%)</b>	40

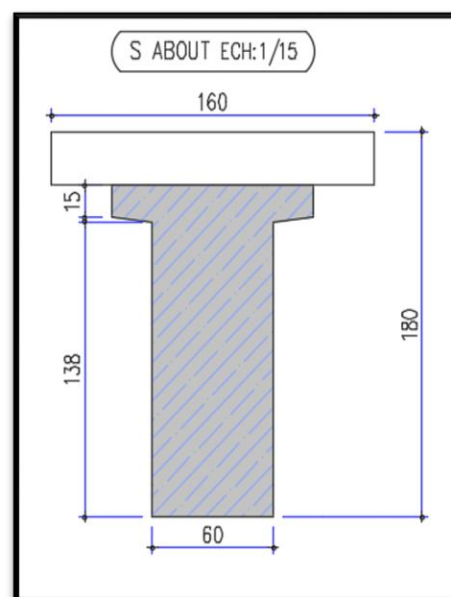


Figure V. 4 section d'about avec hourdis.

V .4.2 SECTION MÉDIANE :

Tableau V 4 Caractéristiques géométrique de la poutre médiane sans hourdis.

SECTION SANS HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.55
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	0.63
<b>V' (m)</b>	0.82
<b>V (m)</b>	0.73
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.18
<b>ρ(%)</b>	48

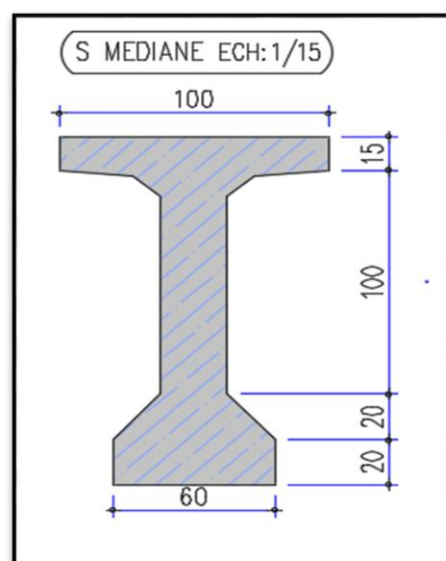


Figure V. 5 section médiane sans hourdis.

Tableau V 5 Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis.

SECTION AVEC HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.80
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	1.03
<b>V' (m)</b>	1.15
<b>V (m)</b>	0.65
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.36
<b>ρ(%)</b>	47

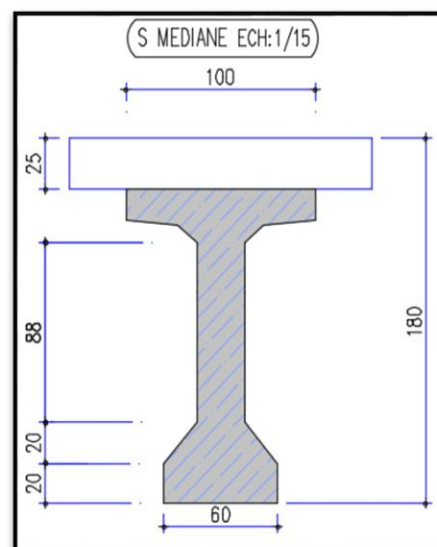


Figure 6 section médiane avec hourdis.

V .4.3 SECTION INTERMÉDIAIRE :

Tableau V 6 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

SECTION SANS HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.55
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	0.80
<b>V' (m)</b>	0.82
<b>V (m)</b>	0.73
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.19
<b>ρ(%)</b>	40

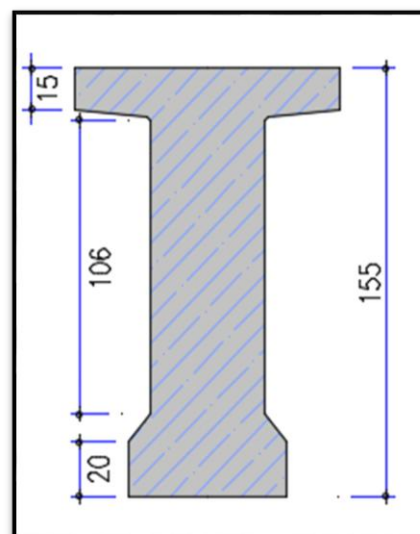


Figure V. 6 section intermédiaire sans hourdis.

Tableau V 7 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

SECTION AVEC HOURDIS	
<b>H(m)</b>	1.80
<b>B brute(m<sup>2</sup>)</b>	1.20
<b>V' (m)</b>	1.11
<b>V (m)</b>	0.69
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.39
<b>ρ(%)</b>	42

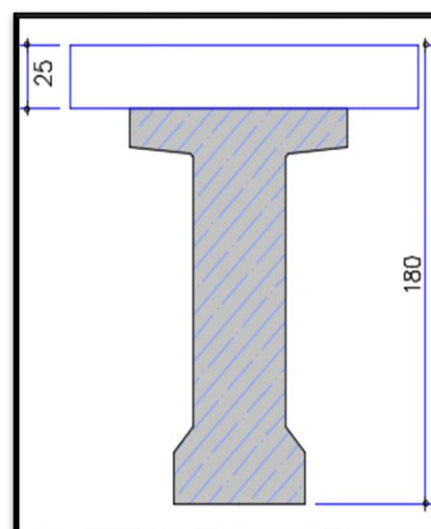


Figure V. 7 section intermédiaire avec hourdis.

V .5 CONCLUSION :

Les données présentées dans ce chapitre nous permettrons de pouvoir étudier la superstructure et l'infrastructure de notre projet.



---

**CHAPITRE : VI**

**CHARGES ET  
SURCHARGES**



### VI.1 INTRODUCTION :

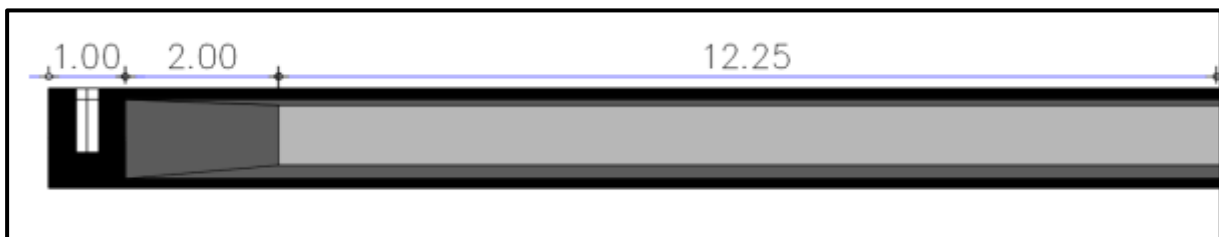
Les études des ponts prennent en compte les données d'entrée, telles que les charges de service, les charges dynamiques, les surcharges accidentelles, les charges climatiques (le vent par exemple), les caractéristiques mécaniques du sol d'appui, le type de partie coffrant qui va influencer sur la transmission des efforts et des charges. D'une façon générale, la partie portante d'un pont doit résister aux charges permanentes principalement liées aux revêtements, aux charges d'exploitations liées à l'utilisation du pont, aux surcharges mobiles et au poids propre du tablier. Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit.

- Les actions permanentes comprennent :
  - Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
  - Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- Les actions variables de leur côté, comprennent :
  - Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR).

### VI.2 ÉVALUATION DES ACTIONS :

#### VI.2.1 CALCULE DES CHARGES PERMANENTES :

**Poids propre des poutres :**



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

**Tableau VI 1** Calcul du poids de la poutre

Section	S1	S2	S3
Longueur(m)	1	2	12.25
Surface (m <sup>2</sup> )	0.99	0.79	0.63
Poids (KN/m <sup>3</sup> )	24.75	39.5	192.94

Poids propre des poutres :  $P_{poutres} = 2 \times n \times \sum P_i$  sachant que :

- n : représente le nombre des poutres par travée et égale à 6 poutres.
- p<sub>ba</sub> : le poids volumique du béton armé = 25 KN/m<sup>3</sup>

• Pi: le poids de chaque section. Donc :

$$P_{\text{poutres}} = 2 \times 6 \times (24.75 + 39.5 + 192.94)$$

$$P_{\text{poutres}} = 3086.28 \text{ KN}$$

### Poids de l'hourdis :

$$P_{\text{hourdis}} = L \times l \times e \times \rho_{\text{ba}} \quad \text{Sachant que :}$$

- L : longueur de l'hourdis, égale à 30.5m.
- l : largeur de l'hourdis, égale à 9.5m.
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0.25m.
- $\rho_{\text{ba}}$  : le poids volumique du béton armé: 25 KN/m<sup>3</sup>

Donc :

$$P_{\text{hourdis}} = 1810.94 \text{ KN/m}^3$$

### Poids des entretoises :

$$P_{\text{entretoises}} = 2 \times n \times S \times e' \times \rho_{\text{ba}} \quad \text{Sachant que :}$$

- n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 5 entretoises.
- S : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 0.94m<sup>2</sup>.
- e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3m.
- $\rho_{\text{ba}}$ : le poids volumique du béton armé: 25 KN/m<sup>3</sup>

Donc :

$$P_{\text{entretoises}} = 70.5 \text{ KN}$$

## VI.2.2 CHARGES PERMANENTES COMPLÉMENTAIRES :

### Poids du revêtement et étanchéité :

$$P_r = H_r \times \rho_r \quad \text{Sachant que :}$$

- $H_r$  : (épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité) = 0.06+0.02=0.08m
- $\rho_r$  : le poids volumique du revêtement = 24 KN/m<sup>3</sup>  $P_r = 1.92 \text{ KN/m}^2$

### Poids des trottoirs :

Le poids de trottoir pour les deux cotés est :

$$P_{\text{trottoirs}} = S_t \times \rho_{\text{ba}}$$

$$P_{\text{trottoirs}} = 12.5 \text{ KN/ml}$$

### Poids de la corniche :

$$P_{\text{corniche}} = S_t \times \rho_{\text{ba}} \quad P_{\text{corniche}} = 2.75 \text{ KN/ml}$$

### Poids du (garde-corps et glissière de sécurité :

$$\text{(Pour les deux cotés)} \quad P = 3 \text{ KN/ml}$$

Le tableau suivant récapitule toutes les valeurs des charges permanentes et les charges permanentes complémentaires :

**Tableau VI 2 Les valeurs des charges permanentes**

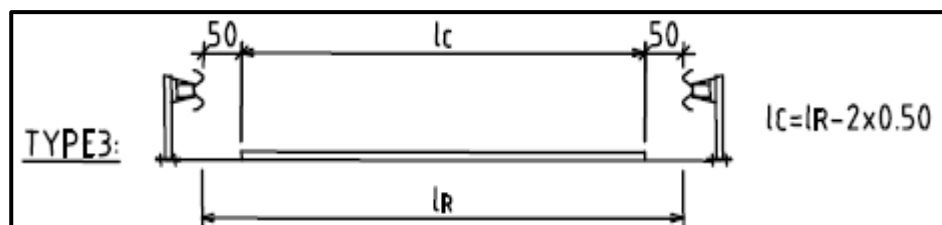
Les éléments	Poids en (KN)
Les poutres	3086.28
L'hourdis	1810.94
Les entretoises	70.5
Les équipements	995.83

Donc, la charge permanente totale pour une travée égale :  $G = 5963.55 \text{ KN}$

**VI.2.3 ÉVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :**

**VI.2.3.1 LES CARACTÉRISTIQUES DE PONT :**

**Largeur roulable :**



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

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre cas :  $LR = 7.5\text{m}$ .

**Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe. Dans le cas contraire, on garde la largeur roulable.

Pour notre cas :  $Lc = 6.5\text{m}$ .

**Nombre de voies :**

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

$$N = [Lc/3] = [6.5/3] = [2.16] = 2$$

On va prendre :  $N = 2 \text{ voies}$ .

**Largeur d'une voie :**

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

$$Lv = Lc/2 = 6.5/2 = 3.25\text{m}$$

### Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

D'après RCPR, tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe.

### VI.2.4 LES SYSTÈMES DE CHARGE À CONSIDÉRER :

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D 240.

#### VI.2.4.1 SYSTÈME DE CHARGE AL:

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients. La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m<sup>2</sup>) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + (360 / l + 12) \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

l : la longueur chargée du tablier en (m)

$$A(l) = 2.3 + (360 / 30.5 + 12) = 10.77 \text{ KN/m}^2$$

En fonction de la classe de pont et du nombre de voies la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau 4.1-RCPR.

**Tableau VI 3 Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies**

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

#### ➤ 1ere cas : une voie chargée :

D'après le tableau :

$$a^2 = V_0 / V$$

V<sub>0</sub> : dépend de la classe, on a 1ère classe.

$$\text{Donc pour : } V_0 = 3.5 \text{ m} \Rightarrow a^2 = 3.5 / 3.25 = 1.08$$

$$\text{On a } \begin{cases} a_1=1 \\ a_2=1.08 \end{cases}$$

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

$$A_1=10.77*1= 10.77 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2 = A_1 * a_2 = 11.60 \text{ KN/m}^2$$

➤ **2eme cas : deux voies chargées :**

Nombre des voies chargées égales à 2.

$$\text{On a: } \begin{cases} a_1=1 \\ a_2=1.08 \end{cases}$$

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

$$A_1=10.77*1= 10.77\text{KN/m}^2$$

$$A_2 = A_1 * a_2 = 11.60 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau VI 4 Valeurs du chargement A(l)**

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A(l) * a_1 * a_2 (\text{KN/m}^2)$	Largeur de voie (m)
1	1	1.08	11.60	3.25
2	1	1.08	11.60	6.5

### VI.2.4.2 SYSTÈME DE CHARGE B :

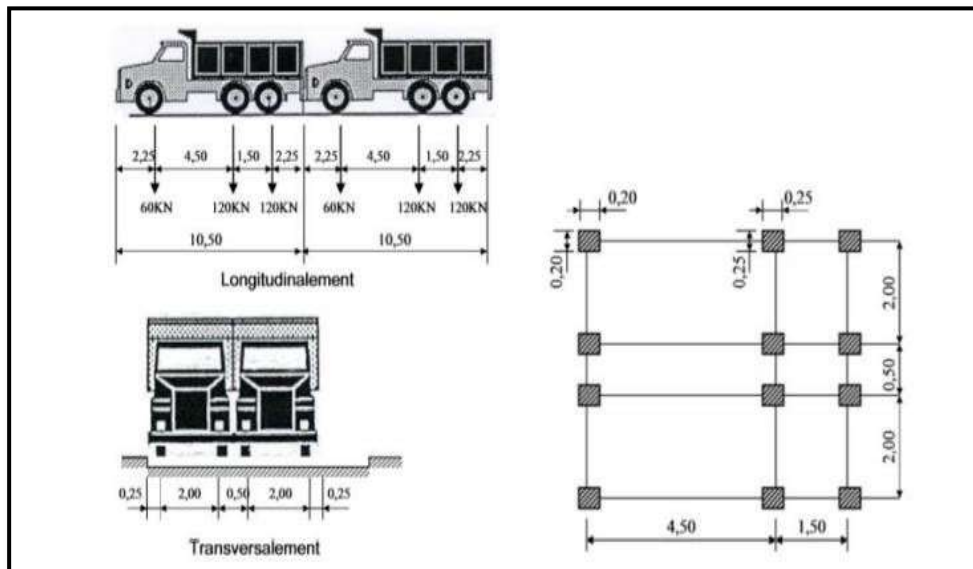
Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système  $B_c$  se compose de camions types.
- Le système  $B_r$  se compose d'une roue isolée.
- Le système  $B_t$  se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes  $B_c$ ,  $B_r$  s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système  $B_t$  ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (RCPR).

#### a) Système $B_c$ :

Un camion type de système  $B_c$  comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



**Figure VI. 3 Système de charge Bc.**

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :**

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

tel que:

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

G : sa charge permanent.

S : sa charge maximale de Bc.

**Tableau VI 5 Coefficients bc.**

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI 6 Les coefficients de majoration dynamique Bc**

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B <sub>c</sub>	<b>30.5</b>	<b>5985,1</b>	720	1.074
B <sub>c</sub>			1320	1.088

## b) Système B<sub>t</sub>:

Un tandems type de système B<sub>t</sub> comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

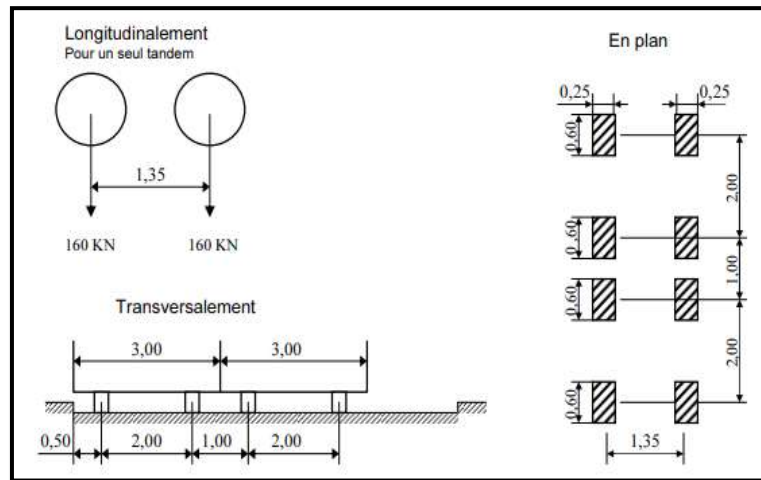


Figure VI. 4 Système de charge B<sub>t</sub>.

Tableau VI 7 Coefficients b<sub>t</sub>.

Classe de pont	b <sub>t</sub>
première classe	1,2
deuxième classe	1

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

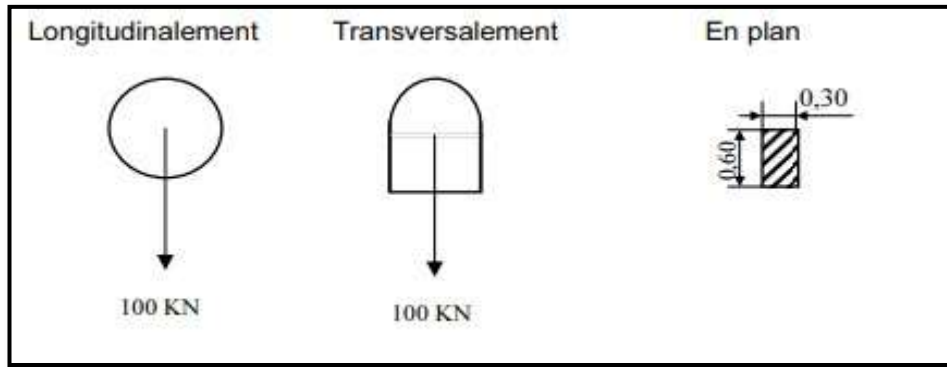
Tableau VI 8 Les coefficients de majoration dynamique B<sub>c</sub>.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B <sub>t</sub>	30.5	5985,1	384	1.066
B <sub>t</sub>			768	1.075

## c) Système B<sub>r</sub> :

Le système B<sub>r</sub> répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée, porte une masse de 10t.
- Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0.60mx0.30m.
- Le rectangle d'impact de la roue B<sub>r</sub>, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.



**Figure VI. 5 Système de charge Br.**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI 9 Les coefficients de majoration dynamique Br**

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	$\delta$
Br	<b>30.5</b>	<b>5985,1</b>	100	1.061
Br			100	1.061

**VI.2.4.3 SYSTÈME MC120:**

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110t.
- Longueur d'une chenille : 6.10m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m.
- Le rectangle d'impacts de chaque chenille est supposé uniformément réparti.

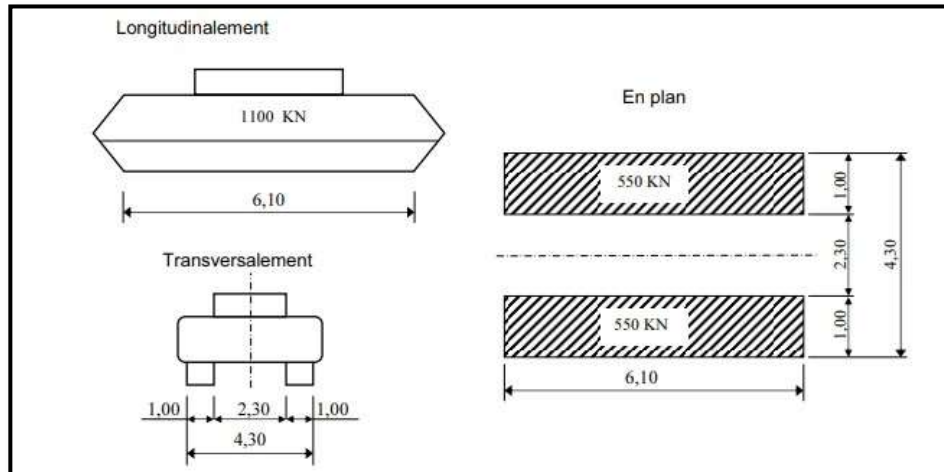


Figure VI. 6 Système de charge Mc 120.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 10 Le coefficient de majoration dynamique Mc 120

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	$\delta$
Mc 120	30	5903.4	1100	1.083

VI.2.4.4 SYSTÈME D 240 « CHARGE EXCEPTIONNELLES »:

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.

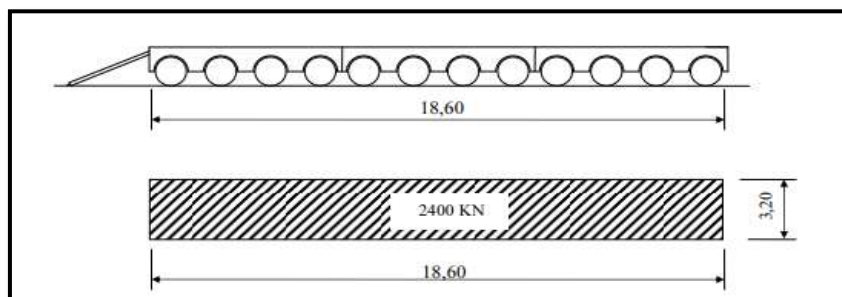


Figure VI. 7 Système de charge D240.

### VI.3 EFFORTS DE FREINAGE :

#### VI.3.1 Système de charge Bc:

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système BC se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

#### VI.3.2 Système de charge AL :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

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

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

Les résultats de l'effort de freinage pour les deux voies sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI 11 Les résultats de l'effort de freinage du système A(l).**

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	99,13	11,60	56,51
2	198,25	11,60	111,12

### VI.4 COMBINAISON D' ACTIONS :

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI 12 Combinaisons de charges réglementaires**

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
Charges à caractère civil(A(l), B)	1.6	1.2
Charges sur trottoirs (St)	1.6	1
Mc 120 et D240	1.35	1

### VI.5 CONCLUSION :

Le calcul des coefficients de majoration dynamique sert à pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.



---

**CHAPITRE : VII**

**MODELISATION DU  
TABLIER**

### VII.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va déterminer les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) dus aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précédent, pour cela, on a opté le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2013 pour modéliser notre structure.

### VII.2 MODÉLISATION DU TABLIER AVEC RSAP:

Un modèle de calcul est établi avec l'aide du logiciel professionnel ROBOT 2017 pour analyser l'ensemble de l'ouvrage ou les éléments composants, de manière à réaliser l'automatisation de la conception, du calcul et de la vérification de la sécurité de l'ouvrage.

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constitué par 6 poutres de 30.5 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarisiées transversalement par une dalle de 25 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 5 (cinq) travées identiques de 30.5 m, que nous a conduit à modéliser une travée pour évaluer les efforts.

### VII.3 MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

#### Les poutres :

La poutre est modélisée en élément 'barre', et on introduit les trois sections de la poutre 'section d'about', 'section intermédiaire', et 'section médiane' avec le choix de matériau de construction (béton35).



Figure VII. 1 Les 6 poutres qui constituent le tablier

### L'hourdis :

On a utilisé l'élément 'Panneau' pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction correspondant (béton35) avec une épaisseur de 25cm.

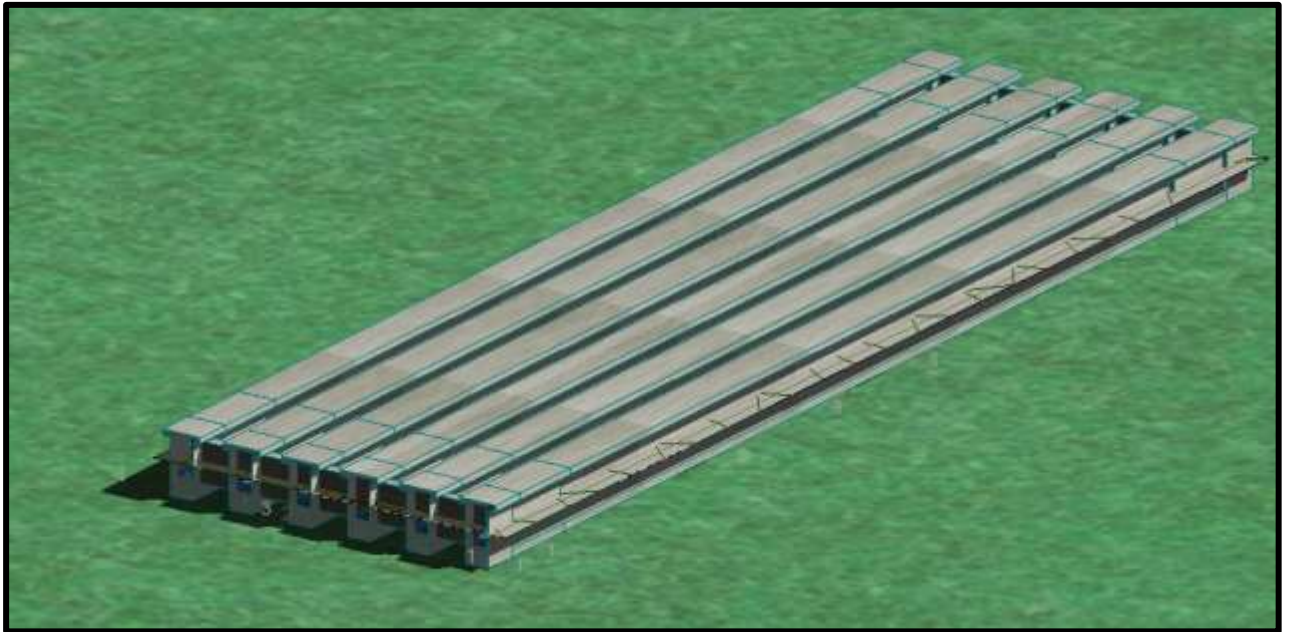


Figure VII.2 Modèle poutres dalle avec un maillage imposé

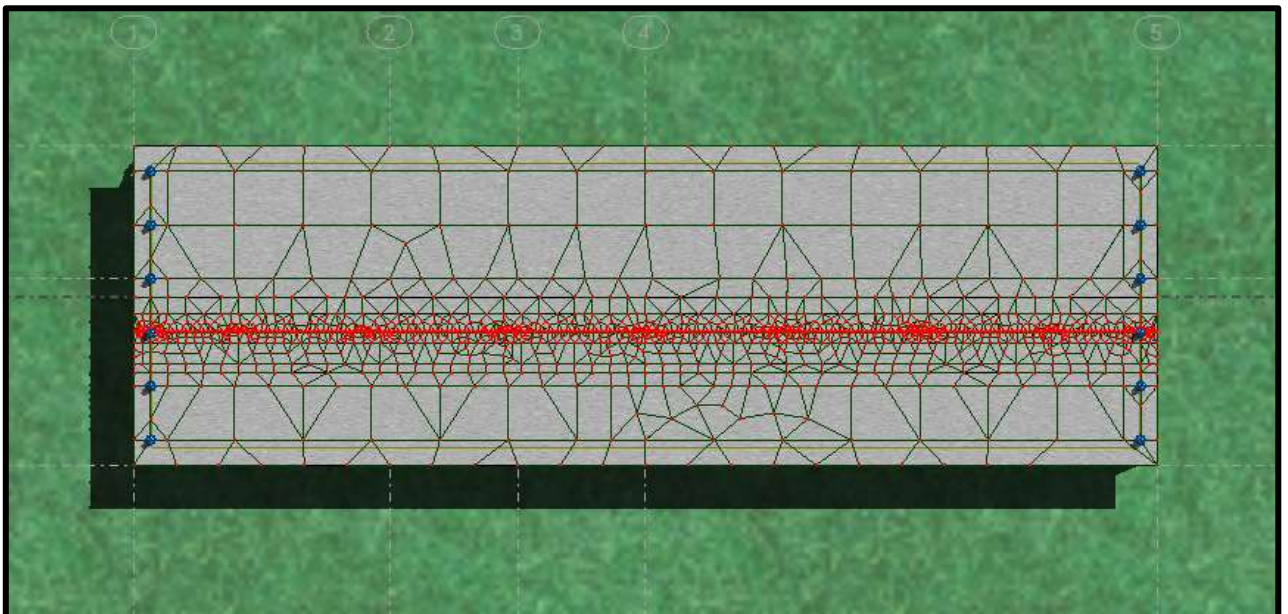


Figure VII. 3 Modèle dalle avec un maillage imposé

### Les appuis :

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis double.

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

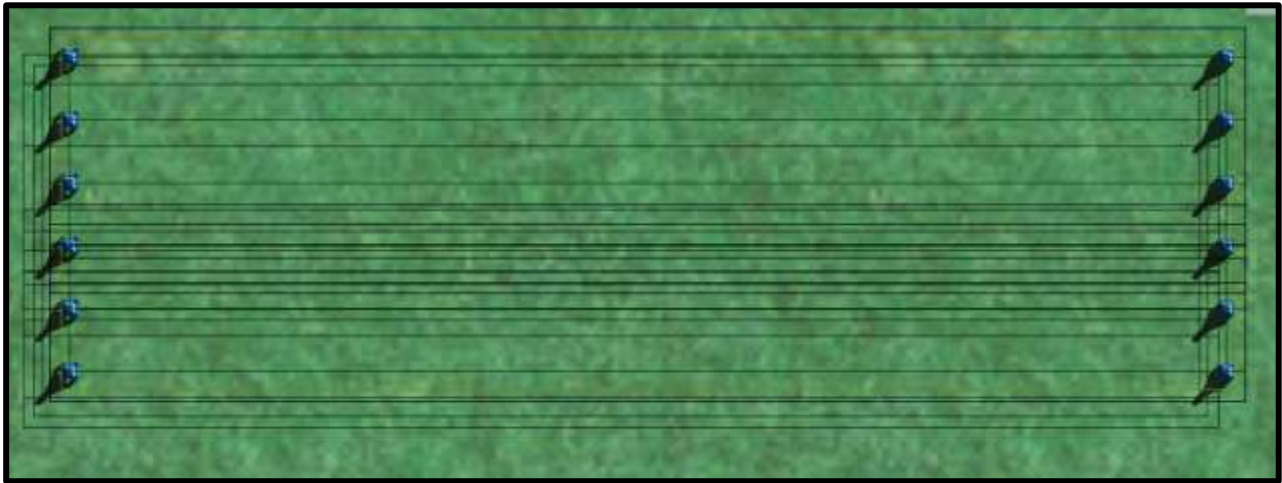


Figure VII. 4 la disposition des appuis

#### VII.4 LES CHARGES APPLIQUÉES

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le chapitre précédent avec ses valeurs (Chapitre IV : calcul des charges et surcharges)

Tableau VII 1 LES CHARGES APPLIQUÉES

Nom	Type	Description
Poids propre	Charge Permanente	Poids propre des poutres et desentretoises.
Hourdis		Poids propre du béton de la dalle.
Corniche + Bordures		Poids des cornique et bordures
revêtement		Poids propre de couche de roulement.
Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
<b>A(l)</b>	Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)
<b>B<sub>c</sub></b>	Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion
<b>B<sub>t</sub></b>		Charge mobile - Tandem
<b>Mc120</b>		Charge mobile - militaire
<b>D240</b>		Charge mobile - Exceptionnelle

#### VII.5 LES RÉSULTATS :

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2014 sont présentés dans les figures suivantes :

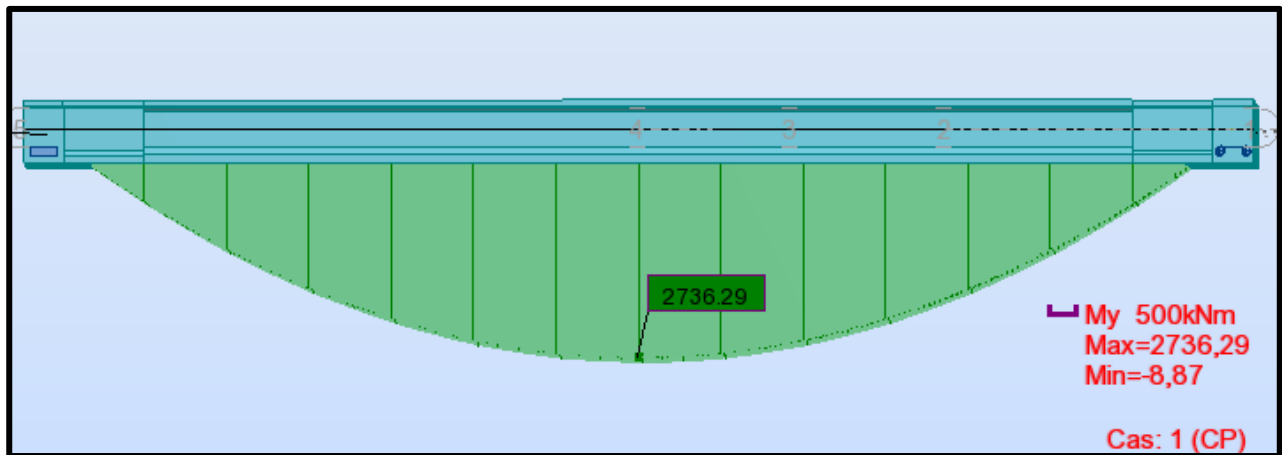


Figure VII. 5 Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

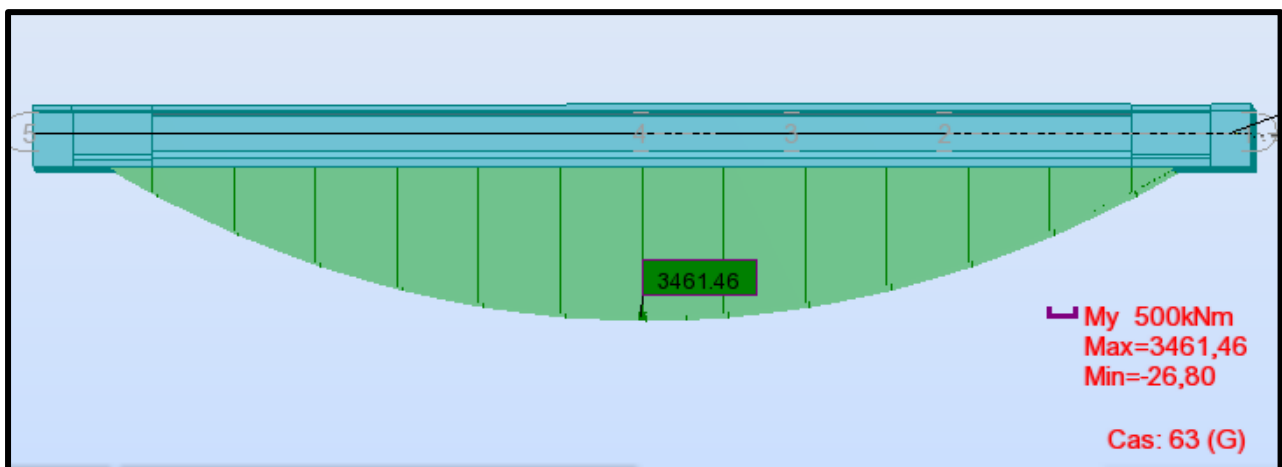


Figure VII. 6 Moment max sous l'effet de la charge permanente

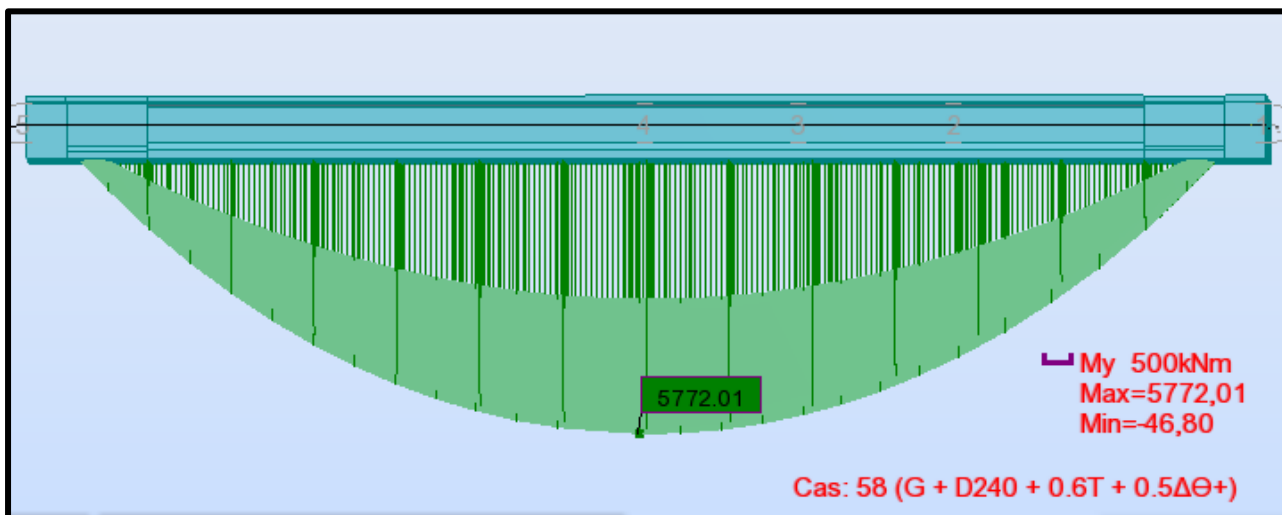


Figure VII. 7 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

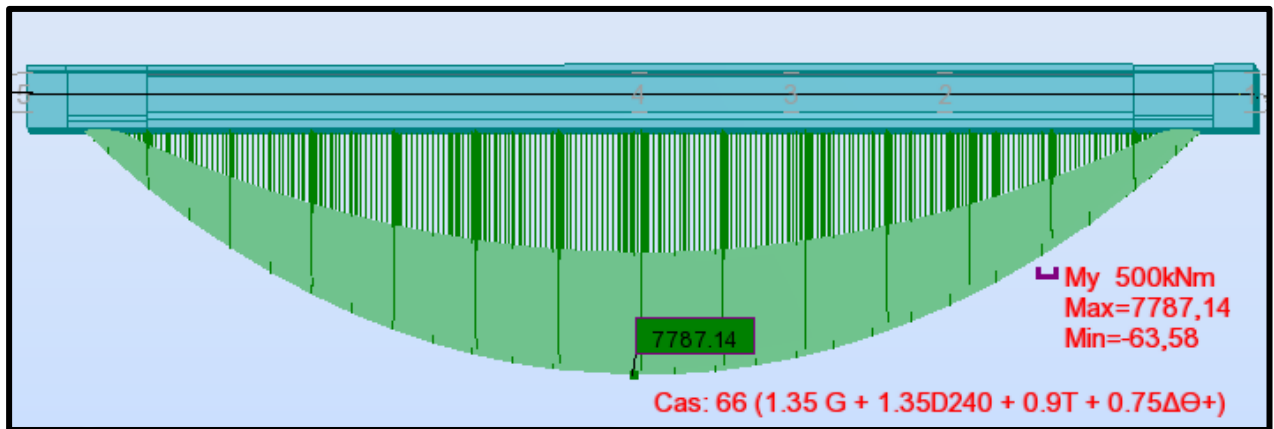


Figure VII. 8 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

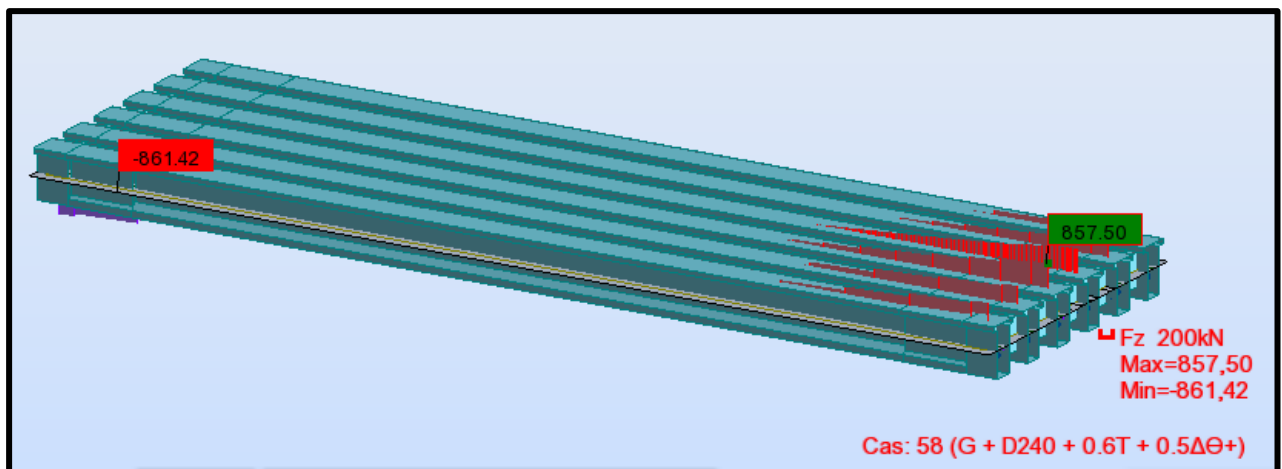


Figure VII. 9 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

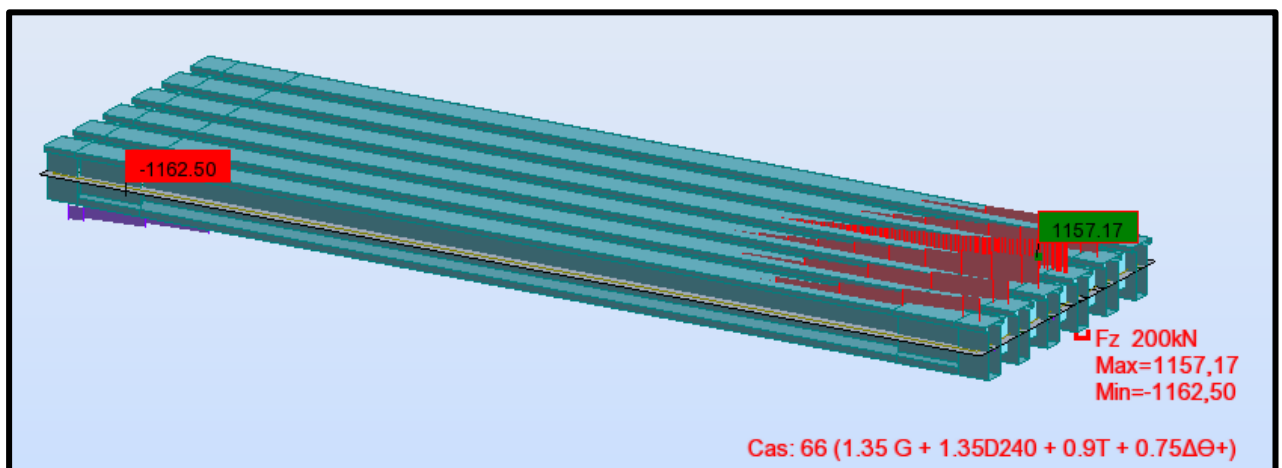


Figure VII. 10 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à ELU

### VII.6 CONCLUSION :

On est arrivé à déterminer les sollicitations agissant à l'ouvrage grâce à la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2014. Donc, on peut dire que la modélisation numérique aujourd'hui est devenue indispensable qui permet de calculer les sollicitations sur des structures complexes d'une manière rapide et exacte mais ça reste qu'un outil qui facilite le travail de l'ingénieur toutefois son rôle d'interpréter les résultats et de les comprendre est nécessaire.



---

CHAPITRE : **VIII**

**CHAPITRE ÉTUDE DE  
LA PRÉCONTRAINTE**

---



VIII.1 INTRODUCTION :

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage, cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

VIII.2 DONNÉES DE CALCUL :

Tableau VIII 1 Données de dimensionnements de la précontrainte.

DONNÉES DE L'OUVRAGE		CARACTÉRISTIQUES DES CÂBLES 9T15S		
H (P)	1,55 m	Câble	T15S	
H(P+D)	1,8 m	Nombre Toron	9	
Lpoutre	30,5 m	Ap 1 Toron	150 mm <sup>2</sup>	
L porté	29,5 m	Ap 1Toron (m <sup>2</sup> )	0,00015 m <sup>2</sup>	
N poutres	6	Ap (mm <sup>2</sup> ) =	0,00135 m <sup>2</sup>	
Edalle	0,25 m	fprg =	1860 MPa	
Ec	0,03 m	Fp0=	221,4 kn	
λ =	1,6 m	fpeg =	1674 MPa	
LT.cm =	1 m	D gaine =	0,08 m	
bAbout =	0,6 m	f =	0,18 (rd <sup>-1</sup> )	
		φ =	0,002 (m <sup>-1</sup> )	
		g =	6 mm	
		μ0=	0,43	
		ρ1000h=	2,5	
		Ep =	190000 MPa	
		fe	500 MPa	
		sigma S	434,783 MPa	
CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON				
Fcsup =	35 MPa			
Fcinf =	27 MPa			
Ft28 =	2,7 MPa			
σbc =	21 MPa			
σbt =	-4,05 MPa			
CARACTÉRISTIQUES DES SECTIONS :				
	About		Médiane	
	Poutre seul	P+ dalle	Poutre seul	P+ dalle
B (m <sup>2</sup> )	0,99	1,39	0,63	1,03
v' (m)	0,82	1,07	0,82	1,15
v (m)	0,73	0,73	0,73	0,65
IG (m <sup>4</sup> )	0,22	0,43	0,18	0,36
i <sup>2</sup>	0,22	0,31	0,29	0,35
ρ	0,37	0,40	0,48	0,47
RÉSULTATS LOGICIEL :				
Résultats Logiciel				
Mgp	1,68	MN.m		
Mmax	5,78	MN.m		
Mmin	3,26	MN.m		
VM	0,862	MN		
Vm	0,445	MN		

### VIII.3 PRÉCONTRAÎNTE PAR POST-TENSION :

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre...
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

### VIII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAÎNTE :

#### VIII.4.1 VALEUR MINIMALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE EN SERVICE :

On détermine la valeur de la précontrainte minimale  $P_{min}$  tant que :

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

Tel que :

$$P_1 = \frac{A_c \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (M_{max} - M_{min}) \quad \text{« Pour une section sous critique »}$$

$$P_2 = \frac{M_{max}}{\frac{I}{A_c \times V'} + V' - d'} \quad \text{« Pour une section sur critique »}$$

B : Son aire ;

V et V' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ( $v + v' = h$ ) ;

I : Son moment d'inertie par rapport à Gz ;

$\rho$  : Son rendement géométrique ;

Mg : Moment de poids propre ;

M'g : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

Mq moments généré par les actions variables de toutes natures ;

Selon le cas de charge considéré, M varie ente :

$$\text{Une valeur maximale : } M_M = M_g + M'g + M_Mq$$

$$\text{Une valeur minimale : } M_m = M_g + M'g + M_mq$$

$$\text{Posons : } \Delta M = M_M - M_m = M_Mq - M_mq$$

$\sigma_b t_1$  ;  $\sigma_b t_2$  : Sont des contraintes limites de traction ;

$\sigma_{bc}$  : Est la contrainte limite de compression.

VIII.4.2 DÉTERMINATION DU NOMBRE DE CÂBLE :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75 P_0}$$

P<sub>0</sub> : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer, P<sub>0</sub> est estimé à 25 % de pertes.

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

Tableau VIII 2 Calcul de P<sub>MIN</sub>.

Détermination de P <sub>MIN</sub>	$\bar{\sigma}_{bt2}$	$\bar{\sigma}_{bt1}$	d'	PI	PII	P <sub>MIN</sub>
	-2.7	-4.05	0.18	2.99	4.54	4.54
	MPa	MPa	m	MN	MN	MN

Tableau VIII 3 Détermination du nombre de câble

$\Delta P_0 =$	T <sub>0</sub> =	P <sub>0</sub> =	n ≥
25	1488	2.01	2.99
%	Mpa	MN	Câbles

Donc on opte pour 3 câbles de 9T15s

VIII.4.3 VÉRIFICATIONS DES CONTRAİNTES NORMALES :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée.

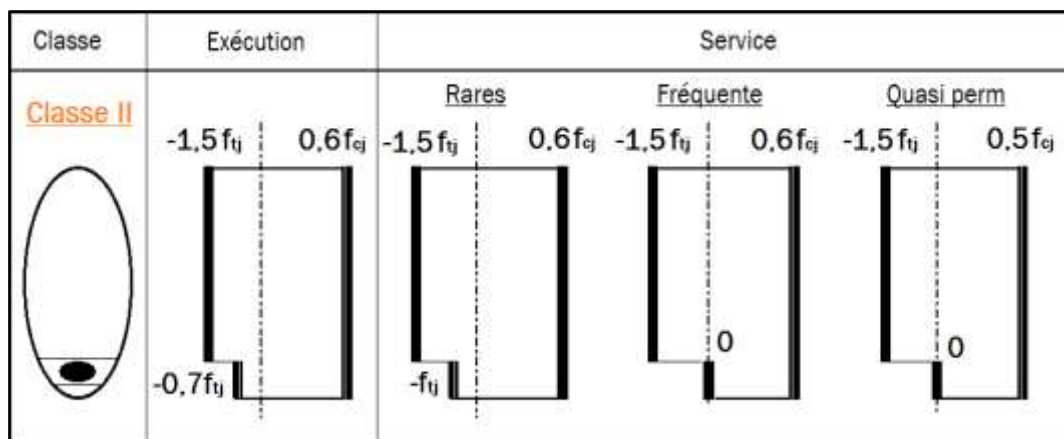


Figure VIII. 1 Limitation des contraintes des sections en BP.

On vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

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

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

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a  $x = L/2$ , se fait selon les quatre phases suivantes :

**Première étape :** elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).

**Deuxième étape :** Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 10%.

**Troisième étape :** Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis couler sur place. Les pertes considérées sont de 15%.

**Quatrième étape :** Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25%.

Tableau VIII 4 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

Désignation	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
% des pertes	5	10	15	25
Mise en tension %	50	100	100	100
F <sub>cj</sub> (MPa)	23,18	35,00	35,00	35,00
F <sub>tj</sub> (MPa)	1,99	2,70	2,70	2,70
$\sigma_{bt2}$ (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,70
$\sigma_{bt1}$ (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13,91	21,00	21,00	21,00
N des câbles	3	3	3	3
e <sub>0</sub> (m)	0.64	0.64	0.97	0.97
M (MN.m)	1.68	1.68	2.69	5.78
P (MN)	2.86	5.42	5.12	5.52
$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	3.93	1.34	0.86	7.68
$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	5.24	16.77	12.25	-0.07
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

**Interprétation :**

- Au niveau de fibre inférieure :  $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre supérieure :  $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Les hypothèses considérées (tension de câble, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter

**VIII.5 DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CÂBLES :**

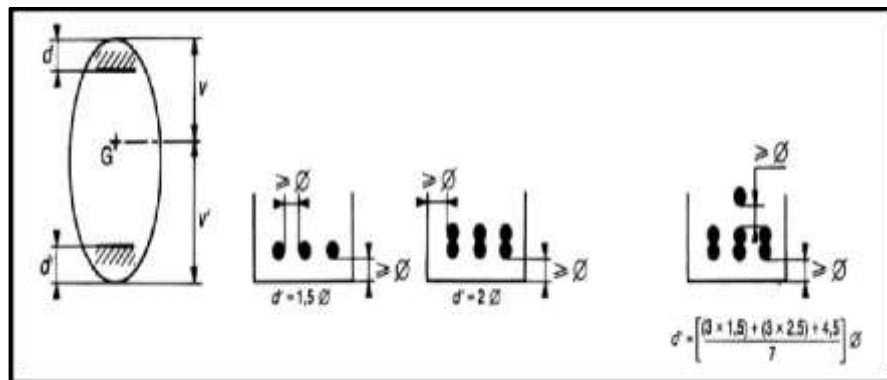
**VIII.5.1 PRINCIPE :**

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d about.

**VIII.5.1.1 SECTION MÉDIANE :**

En respectant la distance de  $\emptyset$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine  $\emptyset = 8\text{cm}$
- Espacement vertical  $e_v$  :  $e_v > \emptyset$ . On prend  $e_v = 16\text{ cm}$



**Figure VIII. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.**

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au  $x = l/2$ , toute en suivant la 3<sup>ème</sup> disposition des câbles.

**VIII.5.1.2 SECTION D'ABOUT :**

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

On calcule la moyenne de la position de centre de gravité d'une section d'about nette de la poutre seule et le centre de gravité de même section avec hourdis pour positionner le premier câble et on fixe un espacement entre les deux plaques d'encrage de  $E=0.30\text{ m}$  qui est la position de deuxième câbles.

La plaque d'encrage choisi en fonction de nombre des torons

On opte pour des plaques d'ancrages  $A \times B = 225 \times 185 \text{ mm}^2$ .

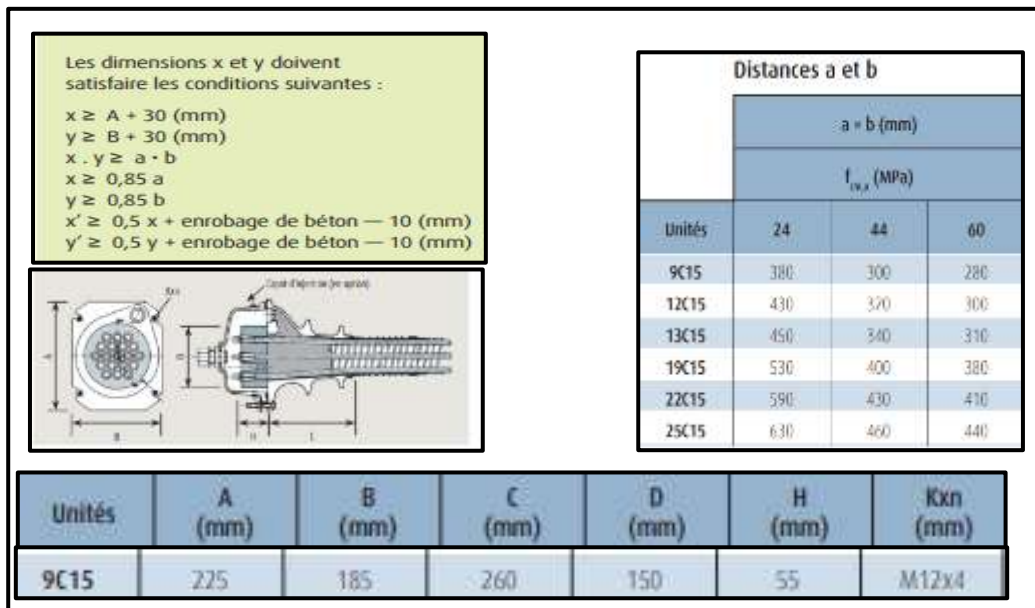
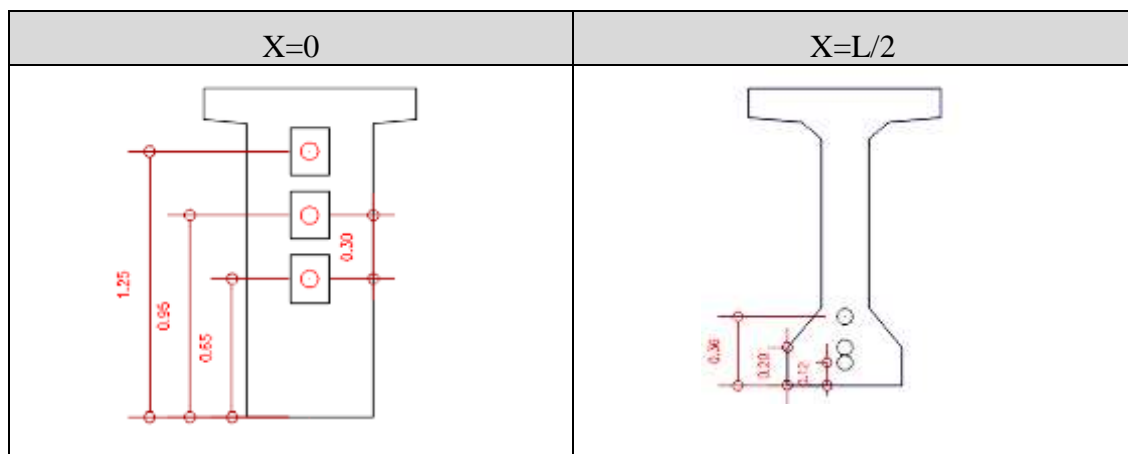


Figure VIII. 3 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Tableau VIII 5 Disposition des câbles sur les deux sections



VIII.5.2 DÉTERMINATION DU TRACE :

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

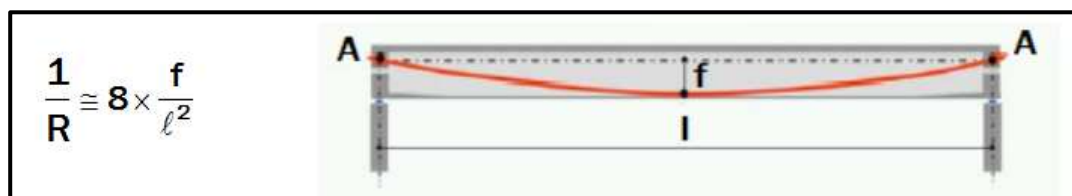


Figure VIII. 4 Géométrie des câbles

$\ell$ : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

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

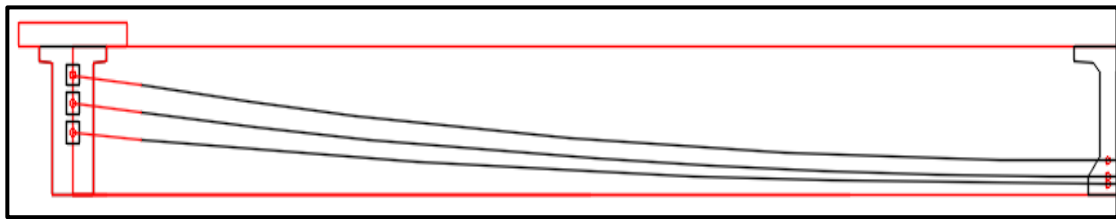


Figure VIII. 5 Tracé d'un câble

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au  $x = 0$  et  $x = l/2$ , puis on va faire les vérifications correspondantes.

Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage. L'angle de déviation  $\beta$  sur une longueur  $l$  peut être calculé par l'équation :

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

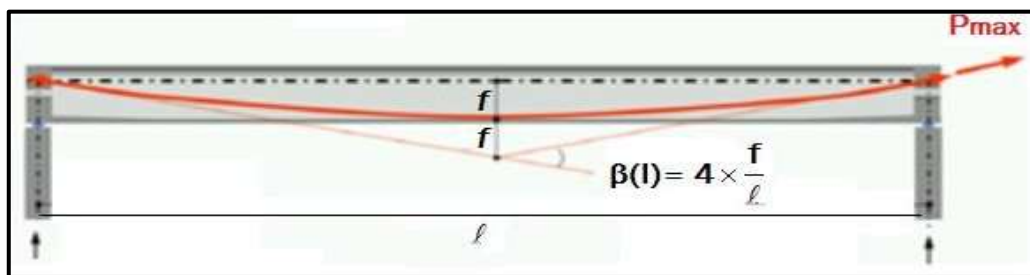


Figure VIII. 6 L'angle de déviation des câbles

### VIII.5.2.1 Détermination de l'angle de relevage:

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\text{Arc sin}\left(\frac{VM - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{Vm + \bar{V}}{P}\right)$$

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

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin}\left(\frac{Vm + VM}{P}\right)$$

Avec :

$\bar{V}$ : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :  $\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{T}$ : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service :  $\bar{T} = [0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$

$\sigma_x$ : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre :  $\sigma_x = P/B_n$ .

$B_n$ : Surface nette de la section d'about + hourdis :  $B_n = B_{\text{brute}} - n \cdot B_{\text{gaine}}$

$b_n$ : Largeur nette de la section d'about + hourdis :  $b_n = b_o - n \times \varphi$

$n$  : Nombre de gaines par lit ;

$b_0$  : Largeur brute ;

$B_{gaine}$ : Surface de la gaine ;

$\varphi = 8$  cm : Diamètre de la gaine.

**Tableau VIII 6 Caractéristiques du tracé des câbles.**

$b_n$	0,52	m	$-13,33^\circ \leq \alpha \leq 31,315^\circ$														
$B_n$	1,37	m <sup>2</sup>															
$P$	4,52	MN															
$\sigma_x$	3,29	MPa															
$\bar{T}$	2,54	MPa															
$\bar{V}$	1,90	MPa															
			<table border="1"> <tr> <th><math>\alpha_{C1}</math></th> <th><math>\alpha_{C2}</math></th> <th><math>\alpha_{C3}</math></th> </tr> <tr> <td>3.85</td> <td>5.45</td> <td>6.46</td> </tr> </table>			$\alpha_{C1}$	$\alpha_{C2}$	$\alpha_{C3}$	3.85	5.45	6.46						
$\alpha_{C1}$	$\alpha_{C2}$	$\alpha_{C3}$															
3.85	5.45	6.46															
N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad									
			x=0	1	15,25												
<b>C1</b>	28,5	3,85	0,65	0,58	0,12	0,46	219,43	0,065									
<b>C2</b>	28,5	5,45	0,95	0,85	0,2	0,65	155,11	0,092									
<b>C3</b>	28,5	6,46	1,25	1,14	0,36	0,78	130,71	0,109									

**VIII.6 CALCUL DES PERTES :**

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

**1) Les pertes instantanées**

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

**2) Les pertes différées**

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

**VIII.6.1 PERTES DE TENSION INSTANTANÉES :**

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

La tension au point d'abscisse  $x$ , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :  $\sigma p_i(x) = \sigma p_0(x) - \Delta \sigma p_i(x)$ .

**VIII.6.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT :**

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

L'expression de la tension le long du câble et les pertes sont données par la relation suivante :

$$\Delta \sigma f = \sigma p_0(1 - e^{-(f\beta + \varphi x)})$$

Tels que :

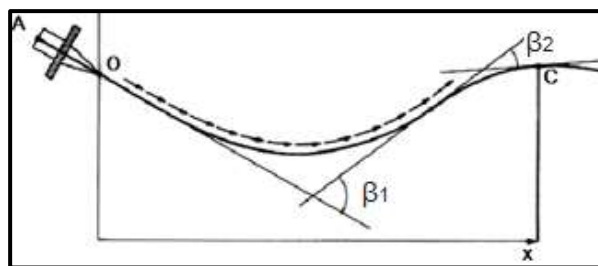
$\sigma p_0$ : Tension à l'origine.

$f$  : Coefficient de frottement en courbe et vaut rad-1

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

$\varphi$ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1) ;

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



**Figure VIII. 7 Frottements le long du câble lors de la mise en tension.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 7 Valeurs des pertes dues aux frottements.**

N° câble	$x=l/2$ (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta \sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta \sigma_{\varphi}$ Moy (%)
<b>C1</b>	15,25	0,065	0,042	61,47	67.53	4.54 %
<b>C2</b>	15,25	0,092	0,047	68,37		
<b>C3</b>	15,25	0,109	0,050	72,75		

**VIII.6.1.2 PERTES DUES AU RECU L D'ANCRAGE :**

Lorsqu' après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «  $d$  ».

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

$$\Delta \sigma g(x) = 2 \times \sigma p_0 \times k (d - x)$$

Avec :

$K(x)$  : En fonction de l'abscisse  $x$  :  $K=f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi$  ;

$\ell$ : Longueur de la moitié de la poutre ;

$d$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage :  $d=\sqrt{\frac{Epg}{p0k}}$  ;

$g$  : Intensité du recul d'ancrage,  $g = 6\text{mm}$  .

**Tableau VIII 8 Valeurs des pertes dues au recule à l'ancrage.**

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (%)
<b>C1</b>	15,25	0,0028	16,64	11,4539	137,01	<b>0,37%</b>
<b>C2</b>	15,25	0,0031	15,76	4,68458	144,67	
<b>C3</b>	15,25	0,0033	15,27	0,16993	149,34	

### VIII.6.1.3 PERTES PAR DÉFORMATION INSTANTANÉE DU BÉTON :

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. À chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

Avec :

$\sigma_{bi}$  : contrainte parabole du béton :  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG}$

$P$  : Effort de précontrainte,  $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi\text{Moy}})$

$A_p$  : Section du câble de précontrainte

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$e$  : Excentricité moyenne des câbles

$M_p$  : Moment du au poids propre de la poutre

$IG$  : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 9 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton**

$M_g =$	1,68	MN	<table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>\sigma_{bi}</math></td> <td>14,77</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_e</math></td> <td>38,99</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td><math>\sigma_e</math></td> <td>2,62%</td> <td>%</td> </tr> </tbody> </table>	$\sigma_{bi}$	14,77	MPa	$\sigma_e$	38,99	MPa	$\sigma_e$	2,62%	%
$\sigma_{bi}$	14,77	MPa										
$\sigma_e$	38,99	MPa										
$\sigma_e$	2,62%	%										
$E_{ij} =$	35981,73	MPa										
$e =$	0,59	m										
$B =$	0,63	m <sup>2</sup>										
$IG =$	0,18	m <sup>4</sup>										
$n \text{ cable} =$	3											

**VIII.6.2 PERTES DIFFÉRÉES :**

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

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée  $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pr}(x)$ .

**VIII.6.2.1 PERTES DUES AU RETRAIT DE BÉTON :**

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :  $\xi r [1 - r(t_0)]$ , avec :

$\xi r$  : Retrait final,  $\xi r = 2 \times 10^{-4}$

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :  $\Delta\sigma_r \approx EP \times \xi r$

$EP = 190\ 000$  MPa

$\Delta\sigma_r$	38	MPa
$\Delta\sigma_r$	2.55	%

**VIII.6.2.2 PERTE PAR FLUAGE :**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{Ep}{Eij}$$

$\sigma_b$ : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

$j$  : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 10 Valeur des Pertes par fluage.**

$M_p$	3,26	MN.m	$\sigma_b$	6.73	Mpa
$I_{nette}$	0,3600	m <sup>4</sup>	$\Delta\sigma_{fl}$	88.85	Mpa
$B$	1,0300	m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{fl}$	5.97	%
$v'$	1,1500	m			
$e_0 =$	0,92	m			
$P =$	4,52	MN			

**VIII.6.2.3 PERTE PAR RELAXATION :**

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps, la perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

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

$\rho 1000$  (%) : Relaxation garantie à 1 000 h ;

$\mu_0$  : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 11 Pertes par relaxation.**

$\Delta\sigma\rho =$	63,95	MPa
$\Delta\sigma\rho =$	4,30	%

**VIII.6.3 PERTES TOTALES :**

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

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6} \Delta\sigma rel$$

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

**Tableau VIII 12 Pertes totales**

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	111,95	7,52
$\Delta\sigma_{Diff}$	180,14	12,11
$\Delta\sigma_{\infty} =$	292,09	<b>19,63</b>

**VIII.7 VÉRIFICATION DES CONTRAİNTES :**

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire vérifier le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicitée (à mi-travée).

**VIII.7.1 LIMITATION DES CONTRAİNTES :**

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VIII 13 Limitation des contraintes

j ≥ 28 jours	$\bar{\sigma}_{bcj} =$	21	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\bar{\sigma}_{bt1} =$	-4.05	MPa	
	$\bar{\sigma}_{bc2} =$	-2.7	MPa	Q.Rares
	$\bar{\sigma}_{bt2} =$	-1.89	MPa	Exécution
j ≥ 7 jours	$\bar{\sigma}_{bcj} =$	13.91	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\bar{\sigma}_{bt1} =$	-2.99	MPa	
	$\bar{\sigma}_{bc2} =$	-1.99	MPa	Q.Rares
	$\bar{\sigma}_{bt2} =$	-1.39	MPa	Exécution

### VIII.7.2 CARACTÉRISTIQUES NETTES DES SECTIONS :

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

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

En considérant les trois sections « L=0.5, L/4, 3L/8 et L/2 » pour vérifier les contraintes normales.

Tableau VIII 14 Caractéristiques nettes des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,55	1,80	1,55	1,80	1,55	1,80	1,55	1,80
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )	0,979	1,379	0,612	1,012	0,612	1,012	0,612	1,01
v <sub>n</sub> (m)	0,732	0,733	0,723	0,638	0,720	0,636	0,719	0,635
v' <sub>n</sub> (m)	0,818	1,067	0,827	1,162	0,830	1,164	0,831	1,165
I <sub>nG</sub> (m <sup>4</sup> )	0,214	0,425	0,178	0,354	0,176	0,351	0,175	0,350
ρ (%)	36,56	39,38	48,61	47,19	48,09	46,82	47,94	46,68

### VIII.7.3 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS :

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P$$

$$P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P ; P0 = 2.01 MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 15 Caractéristiques de chaque phase de vérification.**

	N <sub>cables</sub>	% Mt	ΔP	P1	P2	d <sub>x=0.5</sub>	d <sub>x=L/4</sub>	d <sub>x=3L/8</sub>	d <sub>x=L/2</sub>
Phase 1	3	50	3,76	2,98	2,82	0,90	0,41	0,27	0,23
Phase 2	3	100	7,52	5,78	5,36	0,90	0,41	0,27	0,23
Phase 3	3	100	10,55	5,64	5,14	0,90	0,41	0,27	0,23
Phase 4	3	100	19,63	5,20	4,49	0,90	0,41	0,27	0,23

#### VIII.7.4 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

On va vérifier la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \bar{\sigma}_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

Avec :

P : Effort de précontrainte.

B<sub>n</sub> : Surface nette de la section considérée.

I<sub>n</sub> : Inertie nette de la section considérée.

e<sub>0</sub> : Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII 16 Vérification des contraintes normales Phases 1 , 2,3 et 4.**

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,09	0,42	0,56	0,60	-0,09	0,42	0,56	0,60
MEls		0,00	1,24	1,57	1,68	0,00	1,24	1,57	1,68
P1 (MN)		2,98	2,98	2,98	2,98	5,78	5,78	5,78	5,78
P2 (MN)		2,82	2,82	2,82	2,82	5,36	5,36	5,36	5,36
σ <sub>p</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	0,00	5,03	6,44	6,88	0,00	5,03	6,44	6,88
	σ <sub>inf</sub>	0,00	-5,75	-5,16	-7,96	0,00	-5,75	-7,42	-7,96
σ <sub>P1</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	3,92	-0,22	-1,94	-2,52	7,59	-0,42	-3,77	-4,89
	σ <sub>inf</sub>	2,08	10,69	12,72	13,42	4,03	20,73	24,68	26,02
σ <sub>P2</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	3,70	-0,21	-1,83	-2,38	7,04	-0,39	-3,49	-4,53
	σ <sub>inf</sub>	1,96	10,09	12,02	12,67	3,73	19,21	22,87	24,12
σ <sub>Max</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	3,92	4,81	4,49	4,36	7,59	4,60	2,67	2,00
	σ <sub>inf</sub>	2,08	4,94	7,56	5,46	4,03	14,98	17,26	18,06

$\sigma_{\text{Min}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	3,70	4,82	4,60	4,50	7,04	4,63	2,94	2,36
	$\sigma_{\text{inf}}$	1,96	4,35	6,86	4,71	3,73	13,47	15,46	16,16

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,16	0,76	0,89	0,94	0,16	0,76	0,89	0,94
MEls		0,00	1,67	2,52	2,69	0	4,33	5,41	5,78
P1 (MN)		5,64	5,64	5,64	5,64	5,20	5,20	5,20	5,20
P2 (MN)		5,14	5,14	5,14	5,14	4,49	4,49	4,49	4,49
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	0,00	3,01	4,57	4,89	0,00	7,80	9,81	10,50
	$\sigma_{\text{inf}}$	0,00	-5,48	-8,36	-8,96	0,00	-14,21	-17,95	-19,25
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	2,50	-2,10	-3,55	-4,04	2,31	-1,94	-3,27	-3,73
	$\sigma_{\text{inf}}$	6,40	19,53	22,26	23,18	5,90	18,02	20,53	21,38
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	2,28	0,65	-0,07	-3,68	4,68	1,24	-0,13	-3,21
	$\sigma_{\text{inf}}$	5,84	17,82	20,30	21,15	5,09	15,54	17,71	18,45
$\sigma_{\text{Max}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	2,50	0,91	1,02	0,85	2,31	5,86	6,53	6,77
	$\sigma_{\text{inf}}$	6,40	14,06	13,90	14,23	5,90	3,81	2,58	2,13
$\sigma_{\text{Min}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$	2,28	3,66	4,50	1,20	4,68	9,04	9,68	7,29
	$\sigma_{\text{inf}}$	5,84	12,34	11,94	12,19	5,09	1,34	-0,24	-0,80

**VIII.7.5 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :**

Notre objectif dans cette étape, est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, de ce fait on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau_2 \leq 0.4 \times f_v \times [f_v + \sigma_x] = \tau_1'^2$$

$$\tau_2 \leq 2 \times \frac{f_t}{f_{ej}} \times [0.6x f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2'^2$$

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

$\tau$  : Contrainte tangentielle

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale «  $\sigma_x$  »

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

$$P_i = P_0 \times (1 - \Delta \sigma)$$

P : Effort de précontrainte

$B_n$  : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 17 Effort de précontrainte.**

		Pcos α	Psin α
P1	1,61	1,61	0,11
P2	1,61	1,61	0,15
P3	1,61	1,60	0,18
	<b>Somme</b>	<b>4,82</b>	<b>0,44</b>

Détermination de la contrainte tangentielle «  $\tau$  » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n - B_n} \text{ avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit

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

$b_n$  : Largeur nette de la section ;

$I_n$  : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII 18 Contrainte tangentielle «  $\tau$  ».**

Bn(m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	Vser(MN)	Vred(MN)	Sn(m <sup>3</sup> )	In(m <sup>4</sup> )	bn(m)	$\tau$ (MPa)
1.38	3.50	2.33	0.86	0.42	0.40	0.42	0.52	0.76

On constate que  $\tau = 0,83 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,33 \text{ MPa}$ . Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

### VIII.8 ARMATURES DES ZONES TENDUES :

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

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

Avec :

$B_t$  : Aire de la section du béton en traction.

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

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

D'où :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA 12.

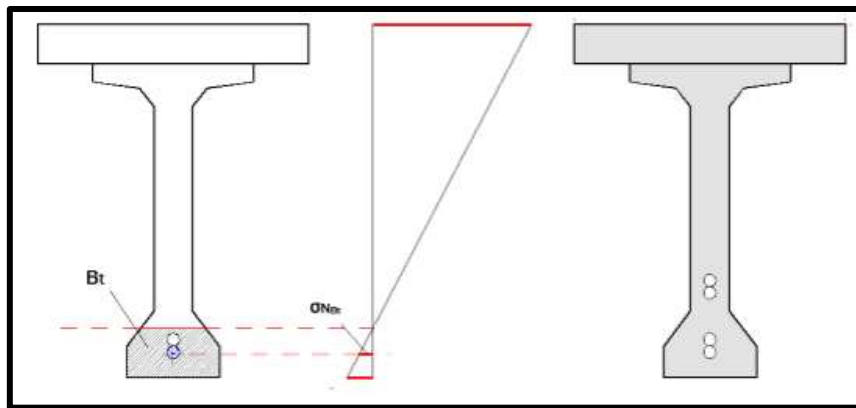


Figure VIII. 8 Diagramme des contraintes à mi travée.

### VIII.9 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU :

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

- La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec : } \beta_u \geq 30^\circ$$

D'où :

$\sigma_x, \sigma_y$  : Représentent les contraintes normales au niveau de G.

$\sigma_x = P/Bn$  ;

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime.

$$\tau_u = \frac{V_{ured} - S_n(y)}{I_n \cdot B_n}$$

Tableau VIII 19 Détermination l'angle  $\beta_u$  .

Vult =	1,16	MPa	Bn =	1,38	m <sup>2</sup>
Vred =	0,72	MPa	$\sigma_x$ =	3,50	MPa
Sn =	0,40	m <sup>3</sup>	$\tau_u$ =	1,30	MPa
In =	0,42	m <sup>4</sup>	<b><math>\beta_u</math> =</b>	<b>18,28</b>	<b>°</b>
bn =	0,52	m	<b><math>\beta_u</math></b>		
On prend : $\beta_u = 30^\circ$					

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

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

Avec :

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

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

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

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

$b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.

$$\tau_u = 1,30 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 2,70 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.73 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.55 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{B_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.071 \text{ cm/m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 20.

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$1.30 \leq 5.83 \text{ « Vérifié »}$$

$\tau_u =$	1,30 MPa
$f_{c28} =$	35,00 MPa

### VIII.10 CONCLUSION :

De manière générale La maîtrise de la précontrainte est l'élément décisif dans l'étude des ponts a poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.



---

CHAPITRE : **IX**

**ÉTUDE DU TABLIER**

---



### IX.1 INTRODUCTION:

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau, ainsi les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

Le calcul des moments longitudinaux et transversaux et la vérification de la flèche sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque.

### IX.2 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

La vérification de la flèche est faite pour deux étapes, la première est la flèche due au poids propre tablier et la deuxième est la contre flèche due à l'effort de la précontrainte. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

#### Flèche due au poids propre :

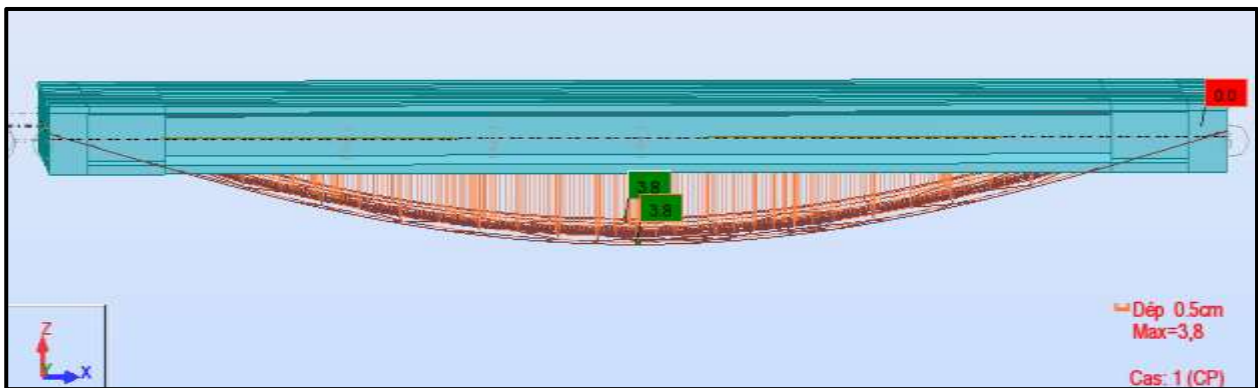


Figure IX 1 Flèche max de la poutre due à poids propre.

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

$$f_G = 3.8 \text{ cm}$$

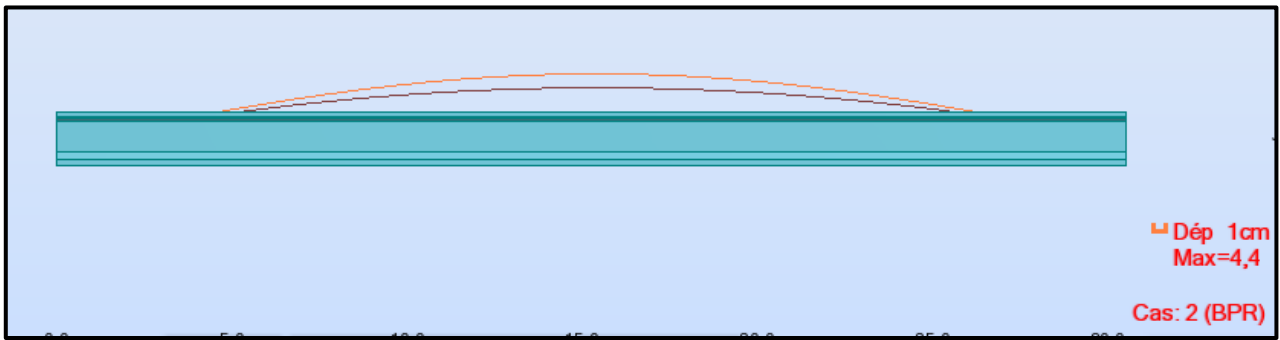
#### Flèche due à l'effort de la précontrainte :

Données de calcul :

P Câble moy = 5.78 MN (mise en tension à 100 %)

$e_0 = 0.09 \text{ m}$

$e_1 = -0.60 \text{ m}$



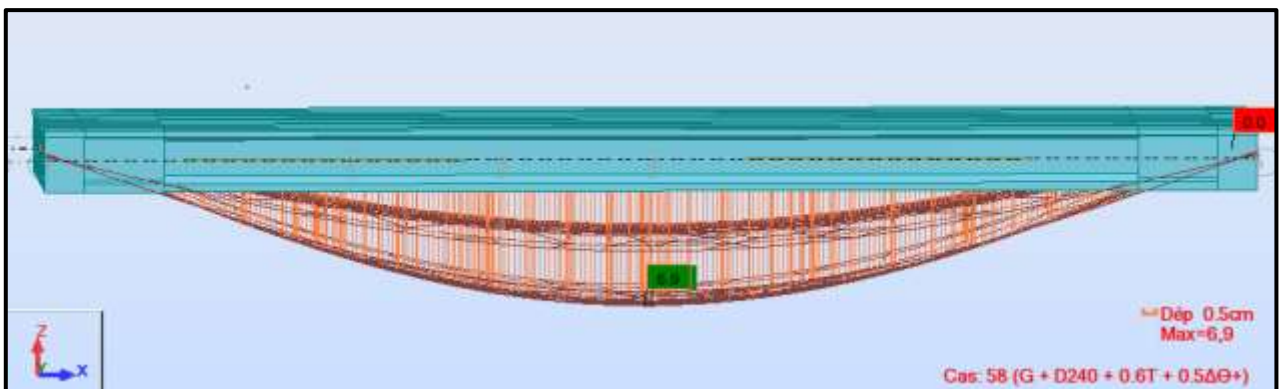
**Figure IX 2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.**

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

$$f_p = - 4.4 \text{ cm}$$

**Flèche maximale à ELS:**

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



**Figure IX 3 Flèche max de la poutre à ELS.**

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$f_{ELS} = 6.9 \text{ cm}$$

**Flèche totale:**

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 2.5 \text{ cm}$$

La flèche admissible : ( $L/500 = 6.1 \text{ cm}$ ) doit être supérieur à la flèche calculée (2.5 cm).

### IX.3 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE:

#### IX.3.1 PRINCIPE DE FERRAILLAGE:

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent

sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation :**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier :**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 4 points de vérinage par entretoise.

### IX.3.2 ÉVALUATION DES EFFORTS:

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises

Poids de la superstructure revient à l'entretoise :  $G_{\text{Tablier}} = 304.3 \text{ KN/ml}$ .

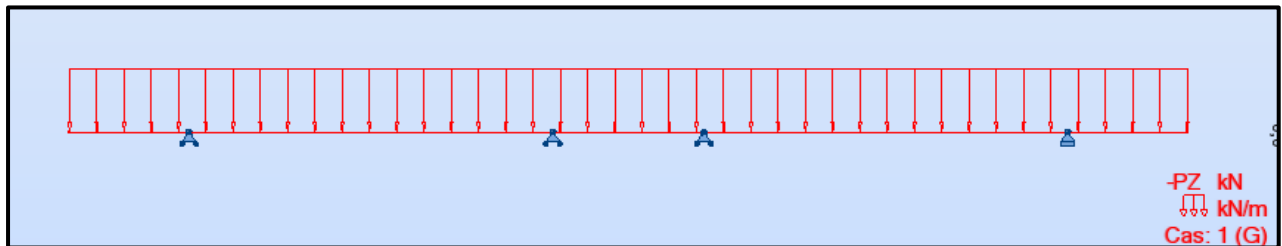


Figure IX 4 Modélisation de l'entretoise.

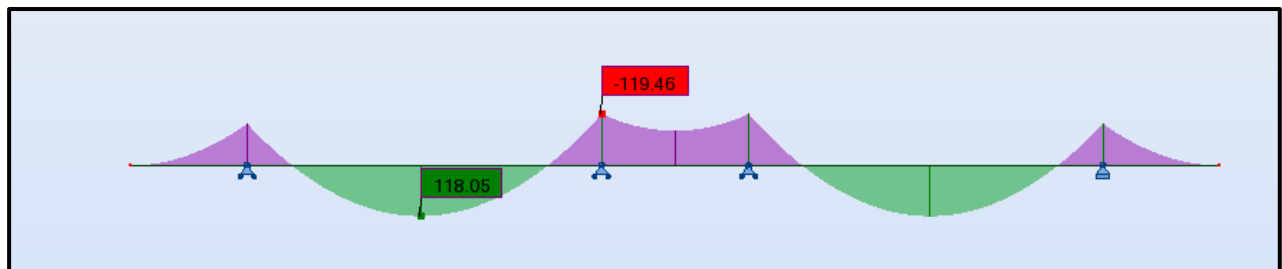


Figure IX 5 Diagramme de moment pour l'entretoise.

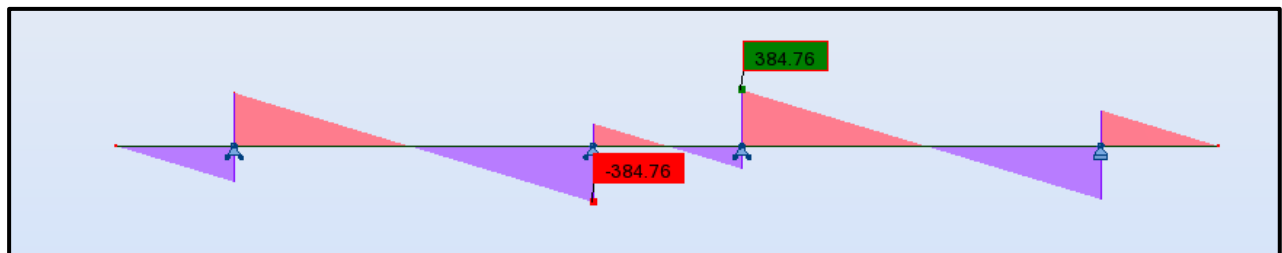


Figure IX 6 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

### IX.3.3 FERRAILLAGE:

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

#### IX.3.3.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE:

- Armatures principaux:

$$A_s = 5.4\text{cm}^2$$

On opte pour 3 T16 ( $A_s = 6.03\text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 10 cm.

- Armatures de peau:

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . On opte pour T10.

#### IX.3.3.2 FERRAILLAGE NAPPE INFÉRIEURE:

- Armatures principaux:

$$A_s = 5.3\text{cm}^2$$

On opte pour 3 T16 ( $A_s = 6.03\text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 10 cm.

#### IX.3.3.3 CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT):

On opte pour des cades de T12. Avec un espacement de 20 cm.

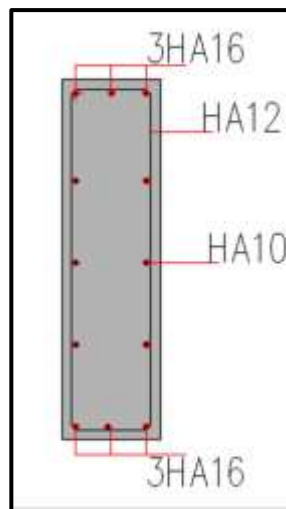


Figure IX 7 Ferrailage de l'entretoise

### IX.4 ÉTUDE DE L'HOUDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, dont elle assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

La dalle est soumise à une flexion dans le sens longitudinal qui va être repris par la précontrainte et une flexion dans le sens transversal qui va être repris par les aciers passifs.

L'objectif de cette partie est de déterminer la section des aciers passifs nécessaire pour assurer la stabilité structurale.

Notre hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 9.5 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

### IX.4.1 ÉVALUATION DES EFFORTS :

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions longitudinale et transversale, les moments résultant ( $M_{xx}$ ;  $M_{yy}$ ) nous permettrons de calculer les armatures longitudinales et transversales.

Les calculs seront effectués pour une bande de 1m en béton armé. Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures passives seront calculées suivant les règles du BAEL.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

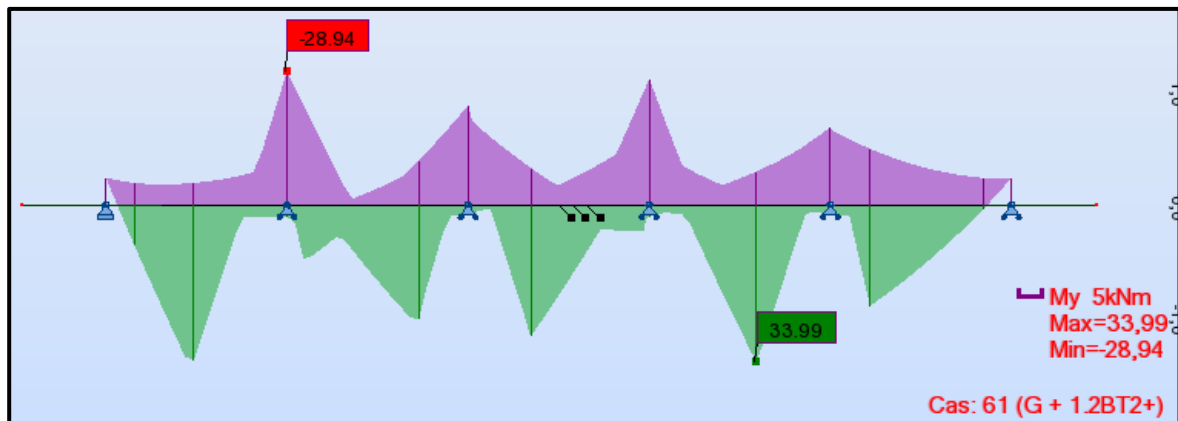


Figure IX 8 Moment -Dalle ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 28.94 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 33.99 \text{ KN.m}$

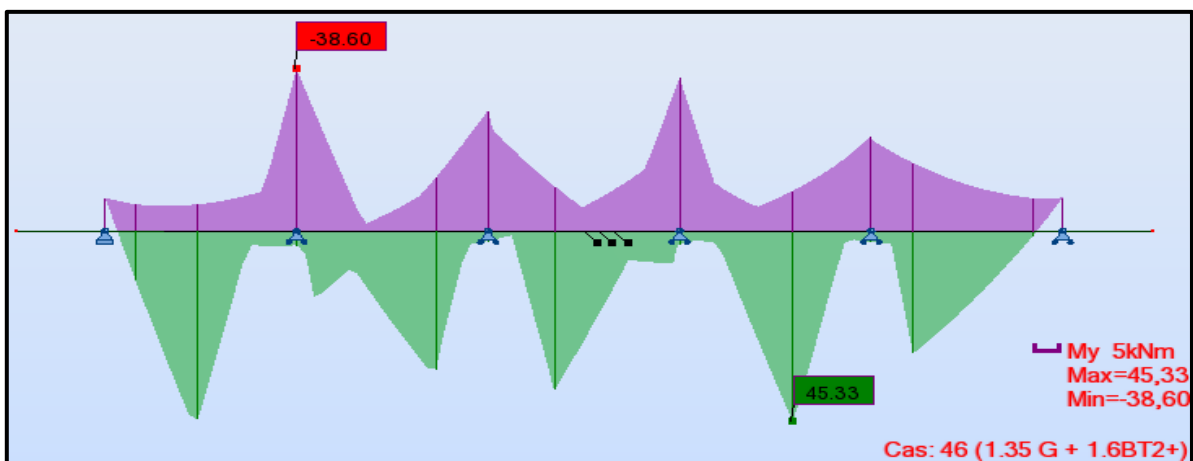


Figure IX 9 Moment -Dalle ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 38.60 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 45.33 \text{ KN.m}$

### IX.4.2 FERRAILLAGE:

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

#### IX.4.2.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPÉRIEURE (SUR APPUI) :

- Armature transversale:

$A_s = 6.3 \text{ cm}^2$

On opte pour 6 T12 ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction:

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$  On opte pour 6 T10 ( $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement de 20 cm.

#### IX.4.2.2 FERRAILLAGES NAPPE INFÉRIEURE (MI- TRAVÉE):

- Armature transversale:

$A_s = 7.5 \text{ cm}^2$

On opte pour 6 T14 ( $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction:

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$  On opte pour 6 T10 ( $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement de 20 cm.

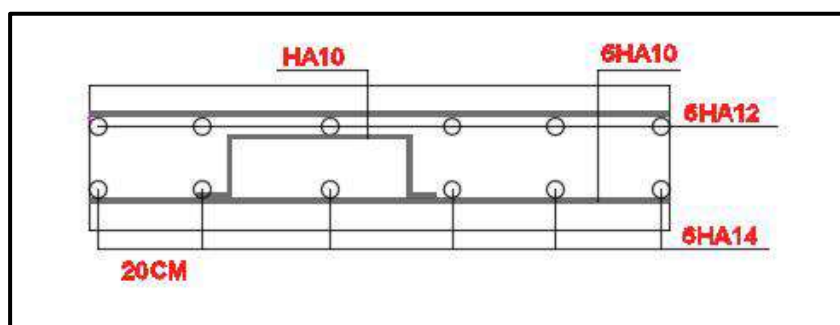


Figure IX 10 Ferrailage de la dalle.

IX.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE:

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_{min} \geq \text{Max} \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre.} \end{cases}$$

$$0.1\% B = 0.001 * 6276 = 6.28 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature de 6HA12.

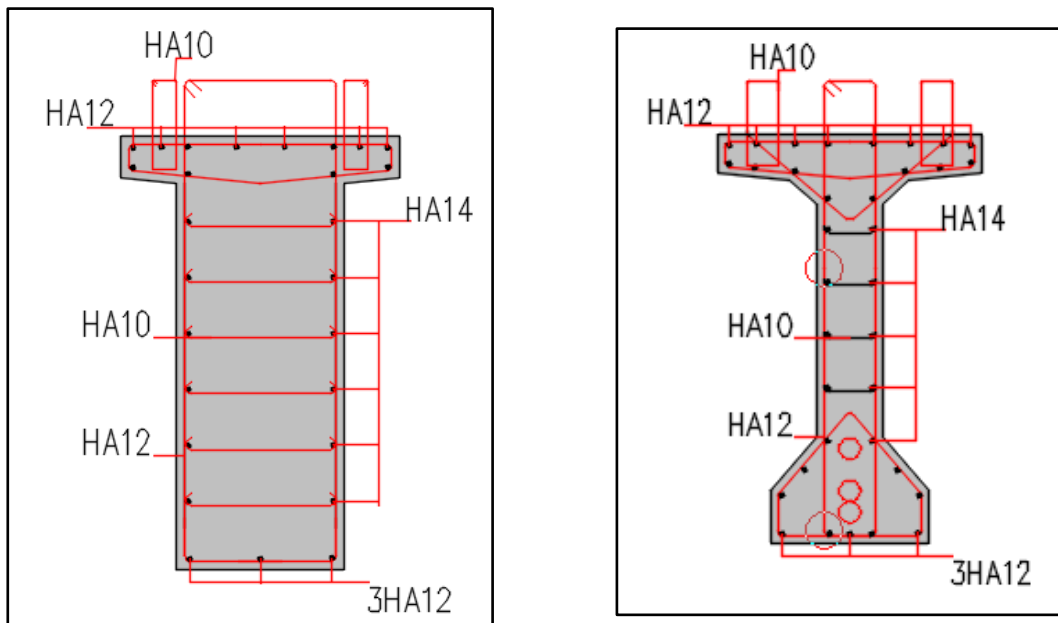


Figure IX 11 Ferrailage de la poutre.



---

CHAPITRE : **X**

**ÉQUIPEMENT DU  
TABLIER**

---



### X.1 APPAREIL D'APPUI:

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

#### X.1.1 CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUIS:

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

#### X.1.2 DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS :

Selon Guide Technique SETRA.

##### ➤ Aire l'appareil d'appui:

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_{max}}{a * b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

$R_{max}$  : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ( $R_{max} = 1.16 \text{ MN}$ ) ;

$\sigma_m$ : Contrainte de compression sous la réaction  $R_{max}$ .

D'où:  $a \times b \geq 580 \text{ cm}^2$

**On prendra**  $a = 250 \text{ mm}$  et  $b = 350 \text{ mm}$

Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Respectant la condition de non flambement :  $a/10 \leq T \leq a/5$

$35.00 \leq T \leq 70.00 \text{ mm}$

Dimensionnement des frettes:

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} ts > \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec:

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} = 13.26 \text{ MPa} \quad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)} = 8.1$$

$\sigma_e$ : Contrainte limite de traction des frettes ( $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ ).

D'où :  $ts = 2.44 \text{ mm}$

On prendra:

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$

Frettes métalliques de :  $ts = 3 \text{ mm}$

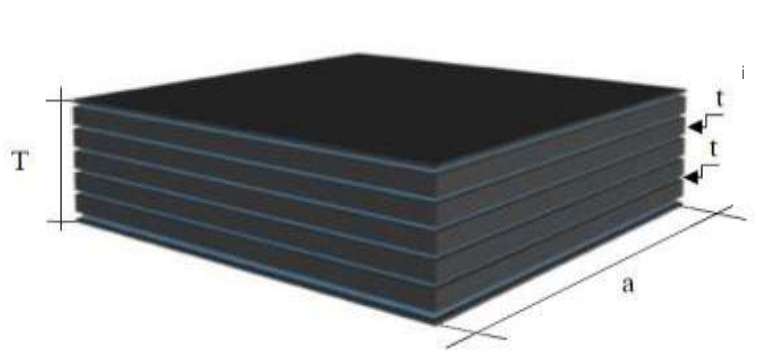
Enrobage des chants :  $4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur :  $5 \text{ mm}$

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau X 1 Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)
<b>A</b>	250
<b>B</b>	350
<b>t<sub>i</sub></b>	10
<b>t<sub>s</sub></b>	3
<b>N</b>	5
<b>E</b>	4
<b>T<sub>b</sub></b>	65
<b>T</b>	50



**X.1.3 VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS:**

**Résistance à la compression:**

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

On doit vérifier :  $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b} \quad N=1.16 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 13.26 \leq 20 \text{ MPa}$$

**Sécurité au flambement :**

On doit vérifier:

$$\gamma_s P_u \leq P_c$$

$$\text{Avec : } P_c = 4. G. B. S^2 \cdot \frac{d}{h} ; S = \frac{a.b}{2t(a+b)}$$

$\gamma_s$ : Le coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 3$$

$P_u$  : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

$P_c$  : La charge critique de flambement

$B$  : L'aire nominale de l'appui

$d$  : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

$h$  : La hauteur totale de l'appareil d'appui

$S$  : Le facteur de forme

$h_c$  : Épaisseur totale du caoutchouc

$t$  : Épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

**Application Numérique:**

$$S = 7.29$$

$$P_c = 4.47 \text{ MN}$$

$$P_u = 1.16 \text{ MN}$$

$$\gamma_s.P_u = 3.48 \leq P_c = 4.47 \text{ MN}$$

**Limitation de la distorsion:**

On doit vérifier :  $\delta = \tan. \gamma < \delta_c$

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_c$ .

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = P_u/P_c$$

$$\delta_0 = c/T_q$$

$$\delta = d/T_b$$

c: Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 250mm)

$\delta$ : La distorsion de l'appareil d'appui

d : Déplacement horizontal.

Application Numérique :

$$P = P_u / P_c = 0.26 \text{ MN} > 0.25 \text{ MN}$$

$$\delta \leq 1,4(1 - 2p)$$

$$\delta = 0.185 < \delta_c = 0.67$$

### Non glissement:

On vérifie l'inégalité suivante:

$$H < f_c N$$

Avec :

H : Effort horizontal

N : Effort de compression vertical

$$f = 0.10 + 0.6 \sigma_m$$

### Application Numérique:

Pile:

$$N = 0.56 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.41 \text{ MPa. D'où } f = 0.19$$

$$0.090 < 0.19 \times 0.56 = 0.11 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

Culée:

$$N = 0.59 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.70 \text{ MPa. D'où } f = 0.19$$

$$0.13 < 0.19 \times 0.59 = 0.11 \text{ MPa. Condition non-vérifiée.}$$

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

## X.2 DÉ D'APPUIS:

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

### X.2.1 DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS:

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

On suppose h = 0.1 m

$$a1 \geq a + h/2 \quad a1 \geq 30 \text{ cm}$$

$$b1 \geq b + h/2 \quad b1 \geq 40 \text{ cm}$$

On prend: a1 = b1 = 50 cm

### X.2.2 FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUIS:

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

#### Armatures de chaînage:

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 X N}{\sigma_s}$$

$$A_c = 0.25 \frac{1.16}{434.78} = 6.7 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA16

### Armatures horizontaux:

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = 0.125 \frac{N}{\sigma_s}$$
$$A_h = 3.34 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10

### Frette supérieure:

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_h = 0.04 \frac{N}{\sigma_s}$$
$$A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 8

### Frette inférieure:

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = 0.1 \frac{N}{\sigma_s} = 2.67 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10.

### X.3 JOINT DE CHAUSSÉE:

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec

$W$ : souffle total du joint

$W_D$ : souffle des déformations différées (retrait + fluage)

$W_T$  : souffle thermique

$W_S$  : souffle sismique.

Les souffles  $W_T$ ,  $W_D$  sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui. Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ( $W_s = 4.5 \text{ cm}$  zone séismique 01).

$$\text{Donc : } W = 0.81 + 0.4 \times 0.37 + \frac{4.5}{3} = 2.5 \text{ cm}$$

On a choisi un joint de chausse de type T40.

### X.4 CONCLUSION:

Comme on a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis et des équipements est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre. Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications ont été effectués.



---

CHAPITRE : **XI**

**ÉTUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE**

---



### IX.1 INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### IX.2 ÉTUDE SISMIQUE :

#### IX.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2<sup>ème</sup> groupe.
- Le sol est de catégorie S2 (site moyennement ferme).
- L'ouvrage est classé en zone I (faible sismicité).
- L'accélération de zone A= 0.12

#### IX.2.2 Méthode de calcul :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes : la masse modale, le biais, la courbure et la symétrie transversale.

- Critère n°1 : Masses modales :

« La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Cette condition est vérifiée si

$$M_{\text{pile}} < 0,43 M$$

$$M_{\text{totale}} = M_{\text{tablier}} * \text{Nombre de travée}$$

$$= (M_{\text{poutres}} + M_{\text{dalle}} + M_{\text{entretôises}} + M_{\text{équipements}}) * \text{Nombre de travée}$$

$$M_{\text{totale}} = 30131,73 \text{ KN}$$

$$0,43 M_{\text{tablier}} = 12956,65 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } M_{\text{piles}} = M_{\text{chevêtre}} + (M_{\text{fût}} \times 2)$$

$$M_{\text{piles}} = 5812,53 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

- Critère n°2 : Angle de biais :

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de  $90 \text{ gr} > 70 \text{ gr}$ , l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- Critère n°3 : Angle de courbure :

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ". [13]

$$\text{On a un angle de courbure } \alpha c = 7.02 < 30$$

La condition est vérifiée.

- Critère n° 4 : Symétrie transversale :

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal- **RPOA 2008** :

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\% L$$

Avec :

$X_m$  : centre de masse du tablier ; Etant parfaitement symétrique et complètement isolé par des appuis, le centre de masse du tablier sera situé au milieu de l'ouvrage  $X_m = 76.78m$

$X_e$ : Centre élastique des appuis ;  $X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$

Cette vérification se fera après le calcul des raideurs.

#### Détermination des raideurs :

La raideur du système comprend la raideur des appuis ainsi que la raideur des appareils d'appui sur culées.

Longitudinalement :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{app d'appuis}}}$$

Les fûts sont encastres dans la semelle et articulés en tête donc le calcul se fait comme en RDM :

$$K_{fu} = n \frac{3EI}{h^3}$$

Avec :

n : Nombre de fût composant la pile (n = 2)

E : Module de déformation instantanée du béton ( $E_{ij} = 33000$  MPa)

I : Moment d'inertie longitudinal d'un seul fut ( $I = \pi D^4 / 64 = 0.25$  m<sup>4</sup>)

h : Hauteur d'un fût.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau IX 1 1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis**

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	D (m)	I (m <sup>4</sup> )	n Fût	k <sub>Fût</sub> (MN/m)	K <sub>ap-app</sub> (MN/m)	N <sub>ap-app</sub>	K <sub>p</sub> (MN/m)
P1	11.70	1.5	0.25	2	30.71	2.10	12	13.84
P2	20.55	1.5	0.25	2	5.67	2.10	12	4.63
P3	21.05	1.5	0.25	2	5.27	2.10	12	4.36
P4	11.50	1.5	0.25	2	32.34	2.10	12	14.16
C1/C2	/	/	/	/	/	2.10	6	12.60

Transversalement :

Tableau IX 2 Raideurs dynamiques transversales des appuis

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	k <sub>Fût</sub> (MN/m)	K <sub>ap-app</sub> (MN/m)	K <sub>p</sub> (MN/m)
P1	11.70	22.59	1369.35	2.10	24.75
P2	20.55	22.59	257.70	2.10	22.96
P3	21.05	22.59	239.77	2.10	22.80
P4	11.50	22.59	1470.48	2.10	24.75
C1/C2	/	/	/	2.10	12.60

$$X_e = \frac{(12.60 \cdot 0) + (13.84 \cdot 30.5) + (4.63 \cdot 61) + (4.36 \cdot 91.5) + (14.16 \cdot 122) + (12.60 \cdot 152.5)}{12.60 + 13.84 + 4.63 + 4.36 + 14.16 + 12.60}$$

$$X_e = 76.22 \text{ m}$$

$$e_0 = |X_m - X_e| = |76.78 - 76.22| = 0.56 \text{ m} < 5\% L = 7.67 \text{ m}$$

☑ La condition est vérifiée.

### IX.2.3 Évaluation de l'effort sismique :

#### IX.2.3.1 Effort sismique longitudinal :

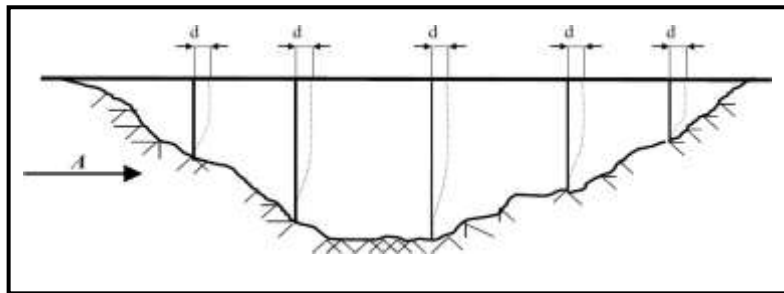


Figure IX 1 Séisme longitudinal.

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

$M_T$  : Est la masse effective totale de la structure :  $M_T = 3\,013,17 \text{ t}$ .

$S_a(T)$  : Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

$$S_{ae}(T, \varepsilon) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5n - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

D'implantation de notre ouvrage est classée selon le **R.P.O.A** dans la catégorie S2 :

Avec : **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site

(T1, T2) = f(S2) → (T1, T2) = (0,15 ; 0,40) et **S = 1,1**.

**g** : Accélération de la pesanteur (**g = 9,81 m/s<sup>2</sup>**)

**S** : Coefficient de site (**S = 1.1**)

**η** : Facteur de correction de l'amortissement: **η = 1**;

(**ξ**) : Taux d'amortissement (**ξ = 5%**)

**T** : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut :  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

**A** : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **I** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) **A = 0,12**.

**Application Numérique :**

On a **T = 1.38 s** D'où

**T2 = 0,40 s ≤ T ≤ 3,0 s** →  $S_a(T; \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T^2}{T}\right) \rightarrow S_a = 0.94m/s^2$ .

**FL = MT × Sa (T)** →  $F_{long} = 0.94 \times 3\,013,17 \rightarrow FL = 2821,22KN$ .

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_i = \frac{K_i}{K} F \quad d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a(T)$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{long} = 0,045m$$

Les résultats de la répartition des efforts sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IX 3 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui**

Piles	K <sub>appui</sub> (MN/m)	K <sub>T</sub> (MN/m)	F (kN)	F <sub>appui</sub> (kN)
C1	12,60	62,19	2821,2	571,6
P1	13,84	62,19	2821,2	627,9
P2	4,63	62,19	2821,2	209,9
P3	4,36	62,19	2821,2	197,8
P4	14,16	62,19	2821,2	642,5
C2	12,60	62,19	2821,2	571,6

### IX.2.3.2 Évaluation de l'effort sismique transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible

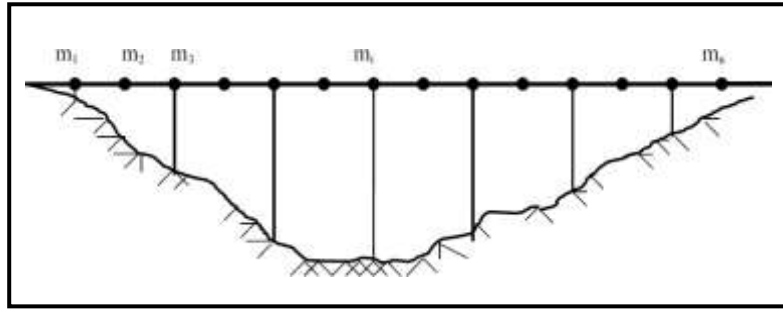


Figure IX 2 Séisme transversal.

- $\frac{L}{B} = \frac{152.5}{9.5} = 16.05 > 5$  Donc le modèle à tablier flexible est applicable.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la  $i^{\text{ème}}$  pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a(T_i)$$

Où :

**M<sub>i</sub>**: est la masse effective attribuée à la pile  $i$  (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

Tableau IX 4 Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui

Piles	K <sub>appui</sub> (MN/m)	K <sub>T</sub> (MN/m)	F (kN)	F <sub>appui</sub> (kN)
P1	24,75	120,49	3926,9	806,7
P2	22,96	120,49	3926,9	748,1
P3	22,80	120,49	3926,9	743,2
P4	24,78	120,49	3926,9	807,5
C1/C2	12,60	120,49	3926,9	410,7

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{trans}} = 0,033 \text{ m}$$

### IX.2.3.3 Séisme vertical :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) selon le **R.P.O.A**, est négligeable.

### IX.2.3.4 Effort de l'action sismique dans chaque direction :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Avec : EX, EY, EZ Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement

**Tableau IX 5 Efforts sismiques selon combinaisons du RPOA**

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	571,59	410,65	0	694,8	582,13	294,67
P1	627,88	806,75	0	869,9	995,11	430,39
P2	209,88	748,15	0	434,3	811,11	287,41
P3	197,80	743,20	0	420,8	802,54	282,30
P4	642,48	807,47	0	884,7	1 000,21	434,98
C2	571,59	410,65	0	694,8	582,13	294,67

### IX.3 ÉTUDE DE LA PILE :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique et terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

### IX.4 DIMENSIONS DES ÉLÉMENTS DE LA PILE

#### CHEVÊTRE :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur :  $L = 9.50$  m ;
- Largeur :  $b = 2.30$  m ;
- Hauteur :  $H = 1.35$  m.

#### FÛTS :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous avons trois (02) fûts à un diamètre constant  $\Phi=1.5$  m et un entraxe de 5.00 m.

#### SEMELLE :

- Épaisseur : 1.60 m ;
- Largeur : 6.00 m ;
- Longueur : 9.60 m ; - Béton de propreté : 0,10 m

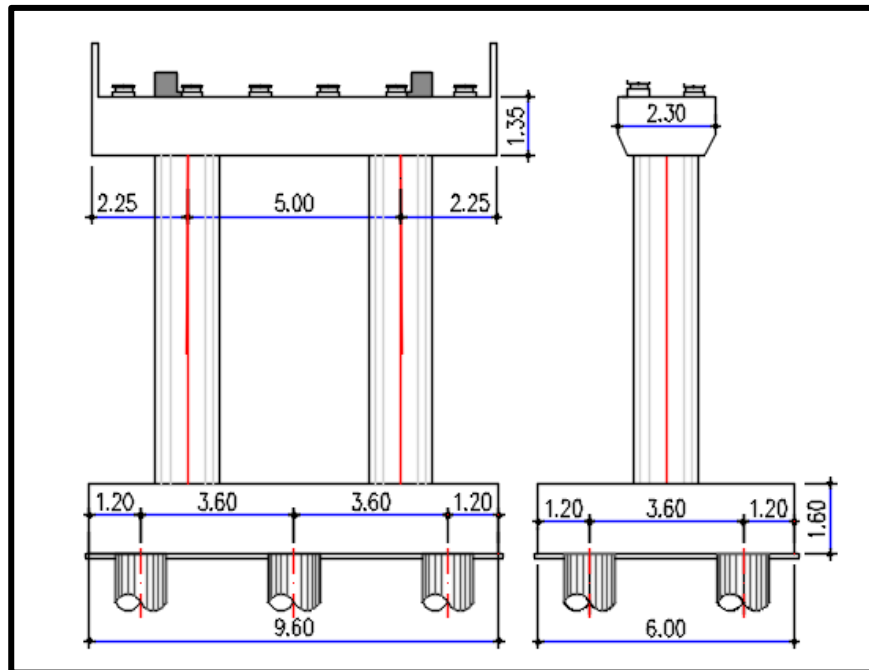


Figure IX 3 Dimensions de la pile.

Descend des charges :

Tableau IX 6 Évaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Semelle	2304,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Fûts	1859,92	/	0,00	12,13	0,00	/
Chevetre	737,44	/	0,00	23,33	0,00	/
G Tablier	5985,14	/	0,00	24,00	0,00	/
Hf+r	/	76,66	/	24,00	/	1839,92
HT°	/	34,50	/	24,00	/	827,96
Somme	10886,50	111,16	/	/	0,00	2667,88
(Al)	1149,76	/	0,65	/	747,34	/
(Bc)	1092,63	/	0,65	/	710,21	/
Mc120	1088,02	/	0,65	/	707,21	/
D240	1684,07	/	0,65	/	1094,64	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	72,19	/	24,00	/	1732,50
Bc	/	150,00	/	24,00	/	3600,00

IX.4.1 ÉTUDE STATIQUE DE LA PILE :

IX.4.1.1 Évaluation des efforts sollicitant la pile:

Le calcul des sollicitations englobe les charges statiques et les surcharges et leur moments (soit des moments verticaux ou horizontaux) et les efforts dus à la variation linéaire (température, retrait et fluage) et leurs combinaisons a ELU, ELS.

**Combinaison des charges :**

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau :

ELU  $1,35G + 1,6Q + 0,9T$

ELS  $G + 1,2Q + 0,9T$

➤ À P'ELS :

Tableau IX 7 Combinaisons des efforts à l'ELS

	N	H	MH	MV	$\Delta M$
<b>G</b>	10886,50	97,36	2336,69	0,00	2336,69
<b>G+1.2A1+0.6T</b>	12266,21	183,99	4415,69	896,81	5312,50
<b>G+1.2Bc+0.6T</b>	12197,65	277,36	8735,69	852,25	9587,94
<b>G+Mc120+0.6T</b>	11974,51	97,36	2336,69	707,21	3043,90
<b>G+D240+0.6T</b>	12570,56	97,36	2336,69	1094,64	3431,34

➤ A P'ELU :

Tableau IX 8 Combinaisons des efforts à l'ELU

	N	H	MH	MV	$\Delta M$
<b>1,35G</b>	14696,7 7	134,5 4	3229,0 5	0,00	3229,05
<b>1.35G+1.6A1++0.9T</b>	16536,3 9	250,0 4	6001,0 5	1195,7 5	7196,80
<b>1.35G+1.26B+0.9T</b>	16444,9 8	374,5 4	8989,0 5	1136,3 4	10125,3 9
<b>1.36G+1.35Mc120+0.9 T</b>	16970,2 6	134,5 4	3229,0 5	707,21	3936,26
<b>1.35G+1.35D240+0.9T</b>	14696,7 7	134,5 4	3229,0 5	1094,6 4	4323,69

IX.4.2 ÉTUDE SISMIQUE :

Dans cette partie on va évaluer les efforts sismiques horizontaux et verticaux (Pour ce calcul on décompose la pile en volume élémentaire sur lequel on applique l'accélération horizontale, verticale pour les efforts de poids propre).

Ensuite on combine les efforts dans chaque sens (longitudinal, transversal, vertical) avec les surcharges et les efforts sismiques provenant du tablier.

**Évaluation des charges Sismique :**

**Tableau IX 9 Évaluation des charges Sismique**

$\rho = 2500\text{kg/m}^3$	$h = 21,05 \text{ m}$	$I_{\text{long}} = 0,50 \text{ m}^4$
$A = 4,94\text{m}^2$	$M = 2597,36 \text{ KN}$	$I_{\text{tran}} = 22,59 \text{ m}^4$
$E = 33\,000 \text{ MPa}$		

Avec:

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

$T_{\text{TRANS}}=0.102\text{s}$

$T_{\text{LONG}}=0.686\text{s}$

**IX.4.2.1 Composantes horizontales:**

$A = 0,12 ; \quad S = 1,1$

$T_2 = 0,40\text{s}$

$T_1 = 0,15\text{s}$

$$S_{ae}(T, \varepsilon) = \left\{ \begin{array}{ll} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5n - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0\text{s} \end{array} \right\}$$

$S_a \text{ Tran} = 2,61\text{m/s}^2$

$S_a \text{ long} = 1,89\text{m/s}^2$

**IX.4.2.2 Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composant verticale est donné par :

$$S_a^V(T) \left( \frac{m}{s^2} \right) = \left\{ \begin{array}{ll} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha\eta Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha\eta Ag \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5\alpha\eta Ag \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3,0\text{s} \end{array} \right.$$

$\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composant verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$  pour les zones I, IIa, et IIb

$\alpha = 1$  pour les zones sismiques III.

**Efforts provenant du Tablier :**

Pour la détermination des efforts provenant du tablier, la combinaison suivant est à considérer :

$$G + \Psi Q + 0,4T.$$

$$\Psi = 0$$

Les efforts provenant du tablier sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IX 10 Efforts provenant du tablier**

	Rmax	Rmin
N (MN)	10,81	10,60
V(MN)	0,20	0,20
M <sub>L</sub> (MN.m)	8,38	8,33

**Efforts provenant de la pile :**

**Tableau IX 11 Efforts sismiques sollicitant la pile.**

	Semelle	Tablier		Pile	
		Base de la pile	Base de fondation	Base de la pile	Base de fondation
V <sub>L</sub> (MN)	0,28	0.21	0.21	0.49	0.49
V <sub>T</sub> (MN)	0,28	0.75	0.75	0.68	0.68
M <sub>L</sub> (MN.m)	0,22	4.42	4.75	5.20	5.9
M <sub>T</sub> (MN.m)	0,22	15.75	16.95	7.14	8.23
N (MN)	0,08	0	0	0	0

L'effort provenant de la pile est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la pile

$$PPp = P_{Chevêtre} + P_{fut}$$

$$PPp = 0.74 + 1.86 = 2.60 \text{ MN.}$$

**Efforts provenant de la semelle :**

L'effort dû au poids de la semelle est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la semelle :

$$N_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton}$$

$$N = 1.6 \times 6 \times 9.60 \times 25 = 2.30 \text{ MN}$$

**IX.4.2.3 Les efforts sismiques :**

Avec :

$$V_{semelle} = N_{semelle} \times K_h \quad M_{semelle} = V \times 1.60/2$$

$$N_{Sis,semelle} = N_{semelle} \times K_v$$

$K_h$  : Coefficient sismique horizontal,  $K_h = A = 0,12$ .

$K_v$  : Coefficient sismique vertical,  $K_v = 0,3$ .  $K_h = 0,04$ .

$$N_{pile} = M_{voile+chevêtre}(t) \times S_a, \text{ ver}$$

$$V_{L,pile} = M_{voile+chevêtre}(t) \times S_a, \text{ long}$$

$$V_{T,pile} = M_{voile} + chevetre(t) \times S_{a,tran}$$

#### IX.4.2.4 Combinaisons des directions :

Les effets des différentes directions du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E_1 &= E_{long} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{vert}) \\ E_2 &= E_{trans} + 0,3 \times (E_{long} + E_{vert}) \\ E_3 &= E_{vert} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{long}) \end{aligned}$$

Avec :

$$\text{Base de la pile : } \begin{cases} E_{long} = \sqrt{V_{L.PILE}^2 + V_{L.TAB}^2} \\ E_{trans} = \sqrt{V_{T.PILE}^2 + V_{T.TAB}^2} \\ E_{vert} = \sqrt{N_{PILE}^2 + N_{TAB}^2} \end{cases}$$

$$\text{Base de la fondation : } \begin{cases} E_{long} = \sqrt{V_{L.PILE}^2 + V_{L.TAB}^2 + V_{L.semll}^2} \\ E_{trans} = \sqrt{V_{T.PILE}^2 + V_{T.TAB}^2 + V_{T.semll}^2} \\ E_{vert} = \sqrt{N_{PILE}^2 + N_{TAB}^2 + N_{semll}^2} \end{cases}$$

Tableau IX 12 Combinaisons des directions de la pile.

	Base de la pile			Fondation		
	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
V <sub>L</sub> (MN)	0.53	0.16	0.16	0.60	0.18	0.18
V <sub>T</sub> (MN)	0.30	1.01	0.30	0.31	1.05	0.31
M <sub>L</sub>	6.79	2.04	2.04	7.62	2.28	2.28
M <sub>T</sub>	5.19	17.29	5.19	5.65	18.84	5.65
N (MN)	0	0	0.08	0.02	0.02	0.08

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont les suivantes :

- Comb 1 = E1 + Rmax + PPp
- Comb 2 = E2 + Rmax + PPp
- Comb 3 = E3 + Rmax + PPp
- Comb 4 = Rmin - E1 + PPp
- Comb 5 = Rmin - E2 + PPp
- Comb 6 = Rmin - E3 + PPp

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau :  
Combinaisons d'action sismique à la base de la pile :

Tableau IX 13 Combinaisons d'action sismique à la base de la pile

	1	2	3	4	5	6
$V_L$ (MN)	0,62	0,25	0,25	0,44	0,07	0,07
$V_T$ (MN)	0,30	1,01	0,30	0,30	1,01	0,30
$M_L$	8,70	3,94	7,09	4,89	0,13	3,28
$M_T$	5,19	17,29	5,19	5,19	17,29	5,19
$N$ (MN)	8,58	8,58	8,58	8,58	8,58	8,58

Combinaisons d'action sismique à la base de la fondation :

Tableau IX 14 Combinaisons d'action sismique à la base de la fondation

	1	2	3	4	5	6
$V_L$ (MN)	0,69	0,27	0,27	0,51	0,09	0,09
$V_T$ (MN)	0,31	1,05	0,31	0,31	1,05	0,31
$M_L$	9,67	4,33	7,70	5,57	0,24	3,60
$M_T$	5,65	18,84	5,65	5,65	18,84	5,65
$N$ (MN)	8,69	8,69	8,75	8,64	8,64	8,58

### IX.5 ÉTUDE DU CHEVÊTRE :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. Il est appuyé sur deux fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous :

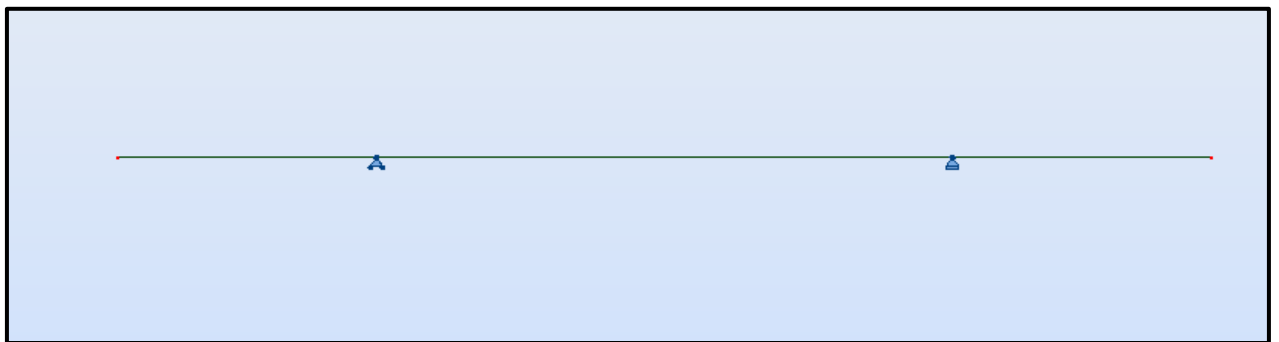


Figure IX 4 Modèle de calcul.

#### IX.5.1 DIMENSIONNEMENT À LA FLEXION :

Les charges pris en considération :

$G_{max}$  Tablier.

$Q_{max}$ .

Poids Propre.

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous:

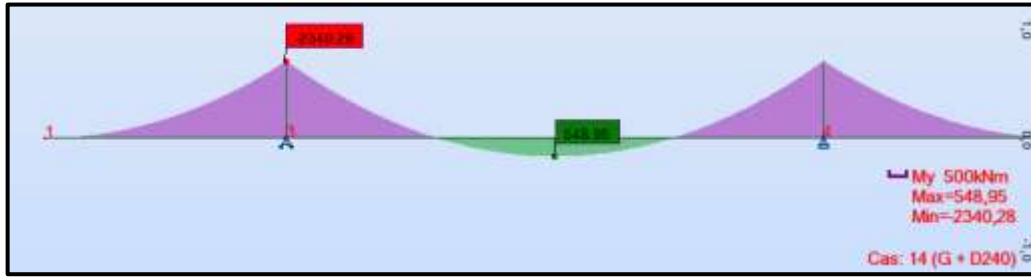


Figure IX 5 Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel.

Tableau IX 15 Ferrailage du chevêtre.

Sollicitation	M max ELS (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	Armatures	A's (cm <sup>2</sup> )
Sur Appui	2340.28	38.3	13 HA 20	40.84
En travée	548.95	29.9	13 HA 20	40.84

Armatures transversales :

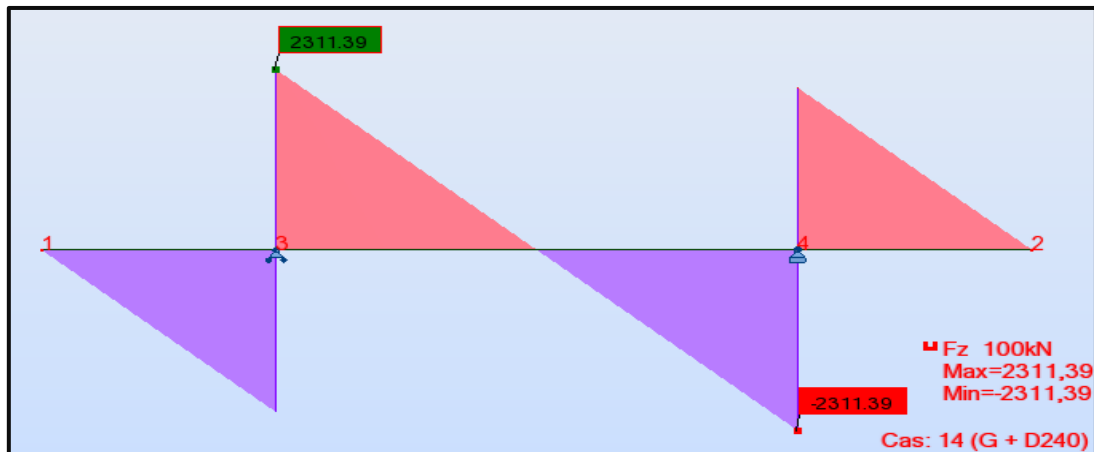


Figure IX 6 Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

$$T_{\max \text{ ELU}} = 2311.39 \text{ kN}$$

Avec Robot expert : 1 Cadre de HA14, esp = 15 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

### IX.5.2 DIMENSIONNEMENT A LA TORSION :

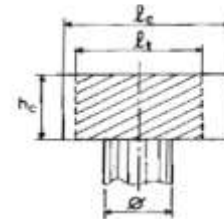
La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée est chargée.

Nous devons déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur  $l_t$  est limité par

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si : } l_c \leq \emptyset + h_c \\ l_t = \emptyset + h_c & \text{si : } l_c > \emptyset + h_c \end{cases}$$

On a :

- $L_c = 2.30$  m
- $H_c = 1.35$  m
- $\Phi = 1.5$  m
- $L_t = 2,30$ m



### IX.5.2.1 Évaluation de moment de torsion :

La torsion dans le chevêtre et due à l'excentricité transversal dans le cas où une seule travée est chargée. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est:

$$e = 0,65 \text{ m.}$$

$$C = P_{\text{poutres}} \times e = 103.45 \text{ KN.m/ml}$$

$P_{\text{poutres}}$  : poids totale des poutres par ml.

### IX.5.2.2 La contrainte tangentielle :

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

$b_n$  : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $b_n = H_c / 6$ .

$C$  : Moment de torsion maximal par ml.

$\Omega$  : L'aire de la torsion,  $\Omega = (H_c - b_n) \cdot (L_t - b_n)$ .

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \frac{C \cdot P}{2\Omega}$$

$$C = \max (C1 ; C2)$$

$C1$  : Moment de torsion construction.

$C2$  : moment de torsion service.

$P$  : Périmètre du chevêtre.

$\sigma_s$  : Contrainte admissible de l'acier =  $2/3 \cdot f_e$ .

### Application Numérique :

$$C1 = 103.45 \text{ KN/ml}$$

$$C2 = 177.27 \text{ KN/ml}$$

$$\Omega = 2.33 \text{ m}^2$$

$$P = 6.85 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 333,33 \text{ MPa}$$

$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$  On opte pour 5 HA 12.

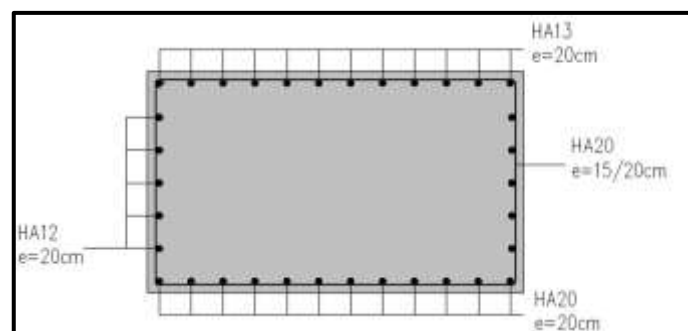


Figure IX 7 Ferrailage du chevêtre.

IX.6 ÉTUDE DES FÛTS :

IX.6.1 VÉRIFICATION DE FLAMBEMENT DE FÛT :

$$\lambda = \frac{Lc}{i} < 50$$

$$Lc=0.7.L \quad i=\frac{D}{4} = 0.375$$

$$\lambda = 39.29 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

IX.6.2 ÉVALUATION DES CHARGES :

Tableau IX 16 Efforts appliqués à la semelle de la pile..

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	1859,92	/	0,00	10,53	0,00	
Chevetre	737,44	/	0,00	21,73	0,00	
G Tablier	5985,14	/	0,00	22,40	0,00	
Hf+r	/	76,66	/	22,40		1717,25
HT°	/	34,50	/	22,40		772,76
Somme	8582,50	111,16	/	/	0,00	2490,02
(Al)	1149,76	/	0,65	/	747,34	/
(Bc)	1092,63	/	0,65	/	710,21	/
Mc120	1088,02	/	0,65	/	707,21	/
D240	1684,07	/	0,65	/	1094,64	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	72,19	/	22,40	/	1617,00
Bc	/	150,00	/	22,40	/	3360,00

IX.6.3 COMBINAISON DES EFFORTS :

À l'ELS :

Tableau IX 17 Combinaisons d'actions à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
<b>G</b>	8582,50	97,36	2180,91	0,00	2180,91
<b>G+1.2Al+0.6T</b>	9962,21	183,99	4121,31	896,81	5018,12
<b>G+1.2Bc+0.6T</b>	9893,65	277,36	8153,31	852,25	9005,56
<b>G+Mc120+0.6T</b>	9670,51	97,36	2180,91	707,21	2888,12

<b>G+D240+0.6T</b>	10266,56	97,36	2180,91	1094,64	3275,56
--------------------	----------	-------	---------	---------	---------

A l'ELU :

**Tableau IX 18 Combinaisons d'actions à l'ELU.**

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b>ΔM</b>
<b>1,35G</b>	11586,37	134,54	3013,78	0,00	3013,78
<b>1.35G+1.6Al+0.9T</b>	13425,99	250,04	5600,98	1065,32	6666,29
<b>1.35G+1.26Bc+0.9T</b>	13334,58	374,54	8389,78	1060,82	9450,60
<b>1.36G+1.35Mc120+0.9T</b>	13859,86	134,54	3013,78	1094,64	4108,42
<b>1.35G+1.35D240+0.9T</b>	11586,37	134,54	3013,78	0,00	3013,78

Sollicitations les plus défavorables :

ELS: $M_{max} = 4502, 78\text{KN}$	$N_{cors} = 4946, 83\text{KN.m}$
ELU $M_{max} = 4725, 30\text{KN}$	$N_{cors} = 6667, 29\text{KN.m}$
ELA: $M_{max} = 8645, 75\text{KN}$	$N_{cors} = 4291, 25\text{KN.m}$

**Tableau IX 19 Combinaisons des efforts**

Cas	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)
ELS	G+1.2Bc +0,6T	4502.78	4946.83
ELU	1.35G+1.6Bc++0,9T	4725.30	6667.29
ELA	G + E + D+ 0.4T	8645.75	4291.25

#### IX.6.4 FERRAILLAGE DES FÛTS :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion Déviée.

##### Section d'acier :

Avec ROBOT EXPERT  $A_s = 260 \text{ cm}^2$

Donc : on prend une nappe de 33HA32 ( $A_s = 281.49\text{cm}^2$ ).

##### Cerces transversales :

Avec Robot expert :1 cerce de HA16, esp = 10cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

**Cerces transversales :**

Avec Robot expert : 1 cerce de HA16, esp = 10cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

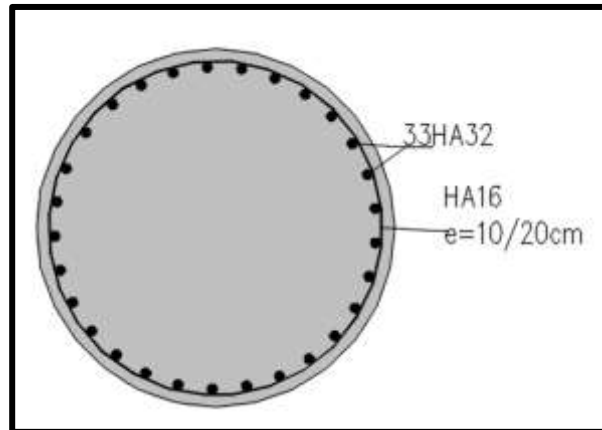


Figure IX 8 Ferrailage des futs.

**IX.7 ÉTUDE DE LA SEMELLE :**

- Longueur : L = 9.60 m.
- Hauteur : H = 1.60 m.
- Largeur : B = 6 m

**IX.7.1 ÉVALUATION DES EFFORTS :**

- NMax = max {N1, N2}
- ELS : Nmax = 2.92 MN
- ELA : Nmax = 2.32 MN

**IX.7.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

$$h = H - d', d' = 10 \text{ cm} ; L : \text{entraxe entre les pieux} = 3.6\text{m}$$

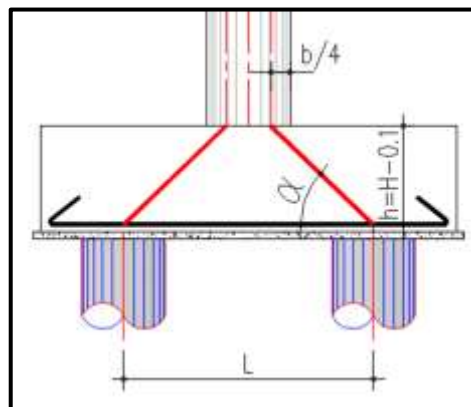


Figure IX 9 coupe transversal

À partir de la figure on tire les données suivantes :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.425 \text{ m} < 1.5\text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L-b}{2} - \frac{b}{4}} \quad \alpha = 46.49^\circ > 45^\circ \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = 2/3f_e$

**Application Numérique :**

$$N_{\text{max-ELS}} = 2.92\text{MN}$$

$$N_{\text{max-ELA}} = 2.32\text{MN}$$

$$\bar{\sigma}_s\text{-ELS} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s\text{-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s\text{-ELS} = 83.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s\text{-ELA} = 44.04 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.6 + 1,2 = 2.8 \text{ m}$ .

$A_s = 83.24/2.7 = 29.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit 7 HA25 avec un espacement de 16 cm.

**Armatures longitudinales inférieures :**

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

$$A_r = 1/2.A_s = 14.86 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 8 \text{ HA16 /ml avec } St = 15\text{cm.}$$

**Armatures transversales supérieure :**

$$A_2 = 1/3.A_s = 9.91\text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 7 \text{ HA14/ml avec } St = 16\text{cm}$$

**Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_3 = 1/4.A_s = 7.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 7\text{HA12/ml avec } St = 15\text{cm}$$

**Armatures latérales :**

$$A_4 = 1/10A_s = 2.97\text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 5\text{HA12/ml avec } St = 25\text{cm.}$$

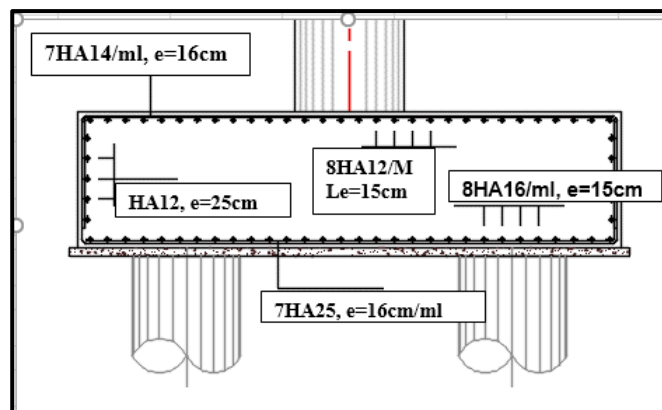


Figure IX 10 Ferrailage semelle.

## IX.8 ÉTUDE DES PIEUX :

### IX.8.1 NOMBRE DES PIEUX :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

$N_{max}$  : L'effort normal maximal à l'ELS

$Q_P$  : Capacité portante d'un pieu à l'ELS

• Application Numérique :

$$N_{max} = 12197.65 \text{ KN}$$

$$Q_{P-ELS} = 3457.28 \text{ kN}$$

$$n_P = 3.5$$

On prend : 6 pieux de 13m de profondeur.

### IX.8.2 EFFORT REVENANT À CHAQUE PIEU :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times X}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times Y}{\sum X^2}$$

$n$  : Nombre des pieux ;

$N$  : Effort normal ;

$M_x, M_y$  : Moments dans les sens  $x, y$  ;

$x, y$  : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS:  $N_1 = 2920.71 \text{ kN} < 3457.28 \text{ kN}$  (condition de non poinçonnement vérifiée)

$N_2 = 1145,17 \text{ kN} > 0$  (condition de non soulèvement vérifiée)

- ELU:  $N_1 = 3678.37 \text{ kN} < 5138.40 \text{ kN}$  (condition de non poinçonnement vérifiée)

$N_2 = 1803,29 \text{ kN} > 0 \text{ kN}$  (condition de non soulèvement vérifiée)

### IX.8.3 ACTIONS SUR LES PIEUX :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u \cdot b \cdot y$$

$b$  : Diamètre du pieu

$C_u$  : Module de réaction du sol

$y$  : Déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

b : Longueur du pieu.

**Application Numérique :**

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,102 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0,228 \text{ D'où : } \lambda * L = 2.963$$

D'où, en tire les valeurs de  $(\chi_{\theta p}, \chi_{\theta M})$  pour  $\lambda \times L = 2.963$  à partir du tableau WERNER.

$$\chi_{\theta p} = 1.17 ; \chi_{\theta M} = 1.49.$$

**Effort tranchant en tête du pieu :**

$$\text{ELS: } P = 46.23 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } P = 62.42 \text{ KN}$$

$$\text{ELA: } P = 166.69 \text{ KN}$$

**Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\text{ELS: } M = 159.34 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELU: } M = 215.17 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELA: } M = 574.57 \text{ kN.m}$$

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 24 HA25 ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 15 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes

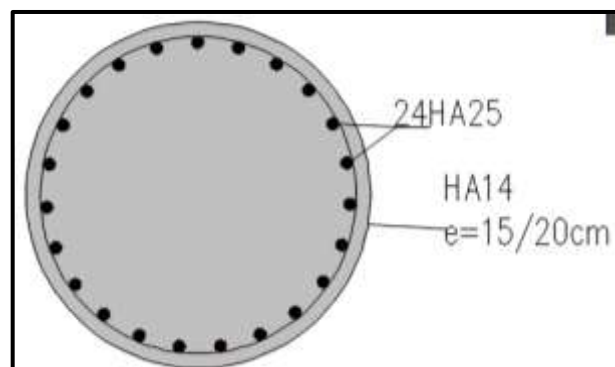


Figure IX 11 Ferrailage des pieux.

IX.9 ÉTUDE DE LA CULÉE :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

IX.9.1 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DE LA CULÉE :

Tableau IX 20 Les dimensions des éléments de la culée.

	Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	Semelle
Longueur (m)	9.50	9.5	/	4.0	6.70
Épaisseur(m)	1.5	0.35	0.6	0.3	1.6
Largeur(m)	4.85	2.13	/	8.85	6.0

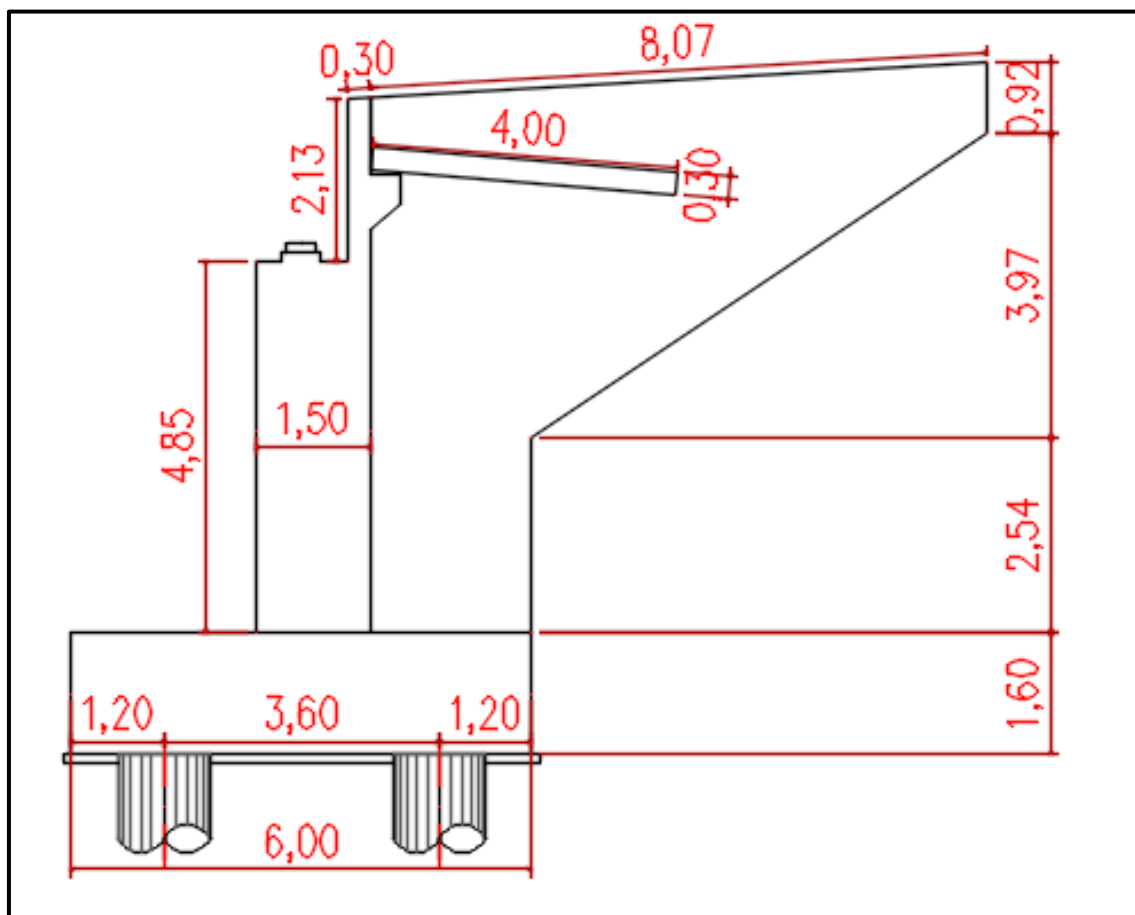


Figure IX 12 Les dimensions des éléments de la culée.

IX.9.2 DESCEND DES CHARGES :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX 21 Évaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Semelle	2328,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	1727,81	/	0,24	4,03	414,68	/
DDT	132,75	/	3,00	7,62	398,25	/
Mur en R	463,50	/	3,74	6,23	1733,49	/
Corbeau	51,18	/	1,17	7,30	59,87	/
MGG	152,00	/	0,84	7,52	127,68	/
Poids des Terres Amot	1960,85	/	2,00	4,52	3921,70	/
Poussée des terres	/	2180,55	/	2,90	/	-6323,60
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	278,49	/	4,35	/	-1211,42
Rg	2992,57	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1149,76	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1092,63	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1088,02	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1684,07	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	76,66	/	-6,45	/	-494,48
HT°	/	34,50	/	-6,45	/	-222,51
Frein Al	/	55,56	/	-6,45	/	-358,36
Frein Bc	/	150,00	/	-6,45	/	-967,50

IX.9.3 COMBINAISON DES EFFORTS :

À l'ELS:

Tableau IX 22 Combinaisons des efforts à ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	11760,71	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80
G++0.6T+1.2Q	11760,71	2265,70	-7171,00	5307,80	-1863,20
G+0.6T+1.2A(l)	13293,68	2010,15	-6318,26	5307,80	-1010,45
G+0.6T+1.2Bc	13134,87	2117,816	-6806,00	5307,80	-1498,20
G+0.6T+Mc120	12850,46	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80

G+0.6T+D240	13604,92	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80
-------------	----------	---------	----------	---------	---------

A l'ELU :

Tableau IX 23 Combinaisons des efforts à ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)
1.35G+0.9T	15876,96	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01
1.35G+0.9T+1.6Q	15876,96	3058,57	-8357,39	7165,53	-1191,85
1.35G+0.9T+1.6A(l)	17920,92	2717,82	-7220,39	7165,53	-54,86
1.35G+0.9T+1.6Bc	17709,17	2861,38	-7870,72	7165,53	-705,19
1.35G+0.9T+1.35Mc120	17348,12	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01
1.35G+0.9T+1.35D240	18366,64	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01

#### IX.9.4 ÉTUDE DU MUR FRONTAL :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

#### IX.9.5 DESCEND DES CHARGES :

Tableau IX 24 Sollicitations sur mur frontal.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Mur F	1727,8125	0	0,00	2,42	0,00	0
DDT	132,75	0	2,95	6,01	391.61	0
Corbeau	51,175	0	2,93	5,70	149.94	0
MGG	152	0	0,6	5,92	91,2	0
Poids des Terres Amot	300,375	0	2,95	6,63	886.11	0
Poussée des terres	0	3924,9	0	2,33	0	-9158,1
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	0	205,59	0	3,50	0	-719,565
Rg	2992,57	/	0,15	/	-448,89	/
R(Al)	1149,76	/	0,15	/	-172,46	/
Rbc	1092,63	/	0,15	/	-163,89	/
RMc120	1088,02	/	0,15	/	-163,20	/

RD240	1684,07	/	0,15	/	-252,61	/
RST	0,00	/	0,15	/	0,00	/
Hf+r	/	76,66	/	4,85	/	-371,82
HT°	/	34,50	/	4,85	/	-167,32
Frein Al	/	55,56	/	4,85	/	-269,47
Frein Bc	/	150,00	/	4,85	/	-727,50

**IX.9.6 COMBINAISON DES EFFORTS :**

➤ À l'ELS:

**Tableau IX 25 Combinaisons des efforts à ELS.**

	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>M<sub>H</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>v</sub> (KN.m)</b>	<b>ΔM (KN.m)</b>
G+0.6T	5356,68	4022,26	-9630,31	101,38	-9528,93
G++0.6T+1.2Q	5356,68	4268,97	-10493,78	101,38	-10392,41
G+0.6T+1.2A(l)	6736,39	4088,93	-9953,67	-105,58	-10059,25
G+0.6T+1.2Bc	6667,84	4202,262	-10503,31	-95,30	-10598,60
G+0.6T+Mc120	6444,70	4022,26	-9630,31	-61,83	-9692,13
G+0.6T+D240	7040,75	4022,26	-9630,31	-151,23	-9781,54

➤ A l'ELU :

**Tableau IX 26 Combinaisons des efforts à ELU.**

	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>M<sub>H</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>V</sub> (KN.m)</b>	<b>ΔM (KN.m)</b>
1.35G+0.9T	6826,01	5433,16	-13015,97	136,86	-12879,11
1.35G+0.9T+1.6Q	6826,01	7663,71	-18722,87	184,76	-18538,11
1.35G+0.9T+1.6A(l)	8665,63	7423,66	-18002,71	-91,18	-18093,90
1.35G+0.9T+1.6Bc	8574,22	7574,76	-18735,56	-77,47	-18813,04
1.35G+0.9T+1.35Mc120	10683,94	5433,16	-13015,97	-35,57	-13051,54
1.35G+0.9T+1.35D240	11488,61	5433,16	-13015,97	-156,27	-13172,24

**IX.9.7 ÉVALUATION DES EFFORTS :**

Sollicitations les plus défavorables :

ELS: M <sub>max</sub> = -1115.64 kN.m/ml	N <sub>cors</sub> = 701.88 kN/ml.
ELU: M <sub>max</sub> = -1980.32 kN.m/ml	N <sub>cors</sub> = 902.55 kN/ml.
ELS: T <sub>max</sub> = 449.37 kN/ml	N <sub>cors</sub> = 563.86 kN/ml.
ELU: T <sub>max</sub> = 806.71 kN/ml	N <sub>cors</sub> = 718.53 kN/ml.

### IX.9.8 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.5) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

#### Section d'acier:

Avec Robot expert AS = 23.3 cm<sup>2</sup>

Donc : on opte pour 6HA25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm. : Voir ANNEXE

#### Armature de constructions :

AS' = AS/3 = 7.77 cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 6HA14 (AS' = 9.24 cm<sup>2</sup>) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures transversales :

At = As/4 = 5.82 cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 6HA12 (AS = 6.79 cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20cm.

### IX.9.9 ÉTUDE DU MUR GARDE GRÈVE :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales.

#### IX.9.9.1 Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur gardegrève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :  $M_p = P \times h / 3$  Avec :  $P = 0,5 \times k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

H : hauteur des remblais H = 2.13 m.

K<sub>a</sub> : coefficient de poussée des terres K<sub>a</sub> 0.33.L : longueur des remblais L = 1 m.

$$\begin{cases} M_{P-ELS} = 9.57 \text{ kN.m/ml.} \\ M_{P-ELU} = 12.92 \text{ kN.m/ml.} \end{cases}$$

Moment due à la force de freinage M<sub>f</sub> B<sub>c</sub> :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

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

Avec :

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ; P = 60 kN.

$$M_{f-ELS} = 68.01 \text{ kN.m/ml.}$$

$$M_{f-ELU} = 90.68 \text{ kN.m/ml.}$$

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

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int \frac{h-x}{0.25+x} dx \quad \text{et } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

B<sub>c</sub> : coefficient de pondération du système B<sub>c</sub>.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.h : hauteur de mur garde grève.

$$M_{P-ELS} = 39,49 \text{ kN.m/ml.}$$

$$M_{P-ELU} = 52.68, \text{ kN.m/ml.}$$

➤ Combinaison d'actions sur le MGG :

$$- M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 117.07 \text{ kN.m/ml.}$$

$$- M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 156.25 \text{ kN.m/ml.}$$

### IX.9.9.2 Ferrailage de mus garde grève :

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.25) m.

#### Section d'acier :

$$\text{Avec Robot expert } A_S = 15.9 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte pour 6HA20/ml ( $A_S = 18.85 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai, avec un espacement de 20cm.

Voir ANNEXE

#### Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3 = 5.3 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 6HA12/ml ( $A_{S'} = 6.76 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures transversales :

$A_t = A_S/4 = 3.98 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 6HA12/ml ( $A_{S'} = 6.76 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

### IX.9.10 ÉTUDE DE LA DALLE DE TRANSITION :

#### IX.9.10.1 Évaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bande de 1 m.

- Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :
- Poids de la dalle de transition :  $G_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $G_2 = 1.8 \times 0.94 \times 1 = 1.692 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $G_3 = 2.4 \times 0.08 \times 1 = 0.192 \text{ t/m}^2$ .
- Poids total:  $G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 2.634 \text{ t/m}^2$ .
- Surcharges :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$

Tableau IX 27 Evaluation des efforts pour la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	1.5
Revêtement	1.92	38.4	3.84
Remblai	16.92	33.84	33.84
Surcharges	10	20	20

Tableau IX 28 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant(kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	1.35G+1.6Q	103.12	103.12
ELS	G+1.2Q	76.68	76.68

### IX.9.10.2 Ferrailage de la dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

#### Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 10.5 \text{ cm}^2$

Donc : on opte pour 6HA16/ml ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ ) / avec un espacement de 20cm. Voir ANNEXE

#### Armature de constructions :

$A_{s'} = A_s/3 = 3.5 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 6HA12/ml ( $A_{s'} = 7.70 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

#### Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 2.63 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 6HA12/ml ( $A_{s'} = 7.70 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

### IX.9.11 ÉTUDE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

#### IX.9.11.1 Évaluation des efforts :

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{rem} = \frac{ql}{2} \quad R_{rem} = \frac{26.34 \times 4}{2} = 52.68 \text{ kn}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ;  $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_p \text{ dalle}$ .

La Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{sur-rem} = \frac{ql}{2} \quad R_{sur-rem} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ kn}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

#### IX.9.11.2 Combinaison d'actions sur le corbeau :

- RELU =  $1,35 \times MG + 1,6 \times MQ = 103.12 \text{ kN/ml}$ .

- RELS =  $MG + 1,2 \times MQ = 76.68 \text{ kN/ml}$ .

**IX.9.11.3 Ferrailage du corbeau :**

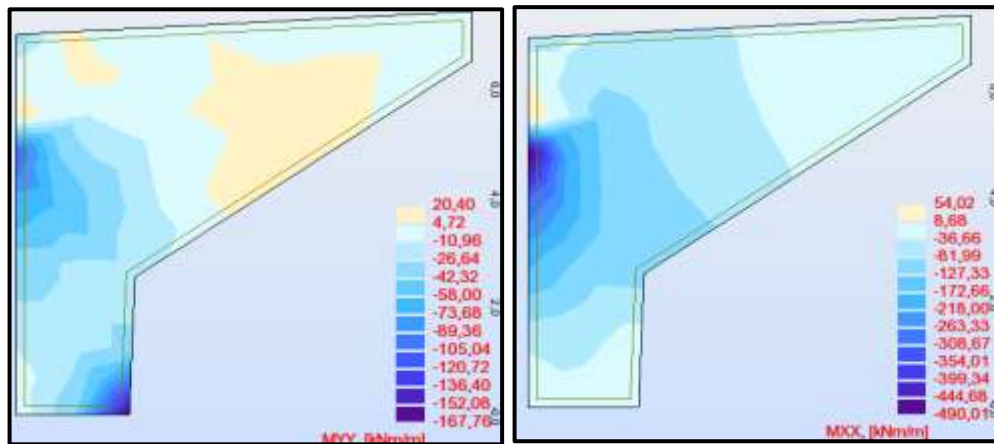
Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Section d'acier :**

$A_s = 11.2 \text{ cm}^2$  on prend 6HA16/ml avec  $St = 20\text{cm}$ .

**IX.9.12 ÉTUDE DES MURS EN RETOUR :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes : Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m en flexion simple, sachant que :



**Figure IX 13 Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel.**

A l'ELS:

$$\begin{cases} MXX = 308.67 \text{ KN.m/ml} \\ MYY = 105.04 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

**IX.9.12.1 Ferrailage du mur en retour :**

**Le ferrailage horizontal :**

**Section d'acier :**

Avec Robot expert

$A_S = 12.6 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour 3HA20+3HA14/ml coté remblai, avec un espacement de 20 cm. Voir ANNEXE.

**Armature de constructions :**

$$A_{S'} = A_S / 3 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte pour 6HA12/ml Coté extérieure avec un espacement de 20cm.

**Le ferrailage vertical :**

**Section d'acier :**

Avec Robot expert

$$A_S = 5.6 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte pour 6HA14 /ml coté remblai, avec un espacement de 20 cm. Voir ANNEXE

**Armature de constructions :**

$$A_{S'} = A_S / 3 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte pour 6HA12/ml Coté extérieure avec un espacement de 20 cm.

**IX.9.13 ÉTUDE DE LA SEMELLE :**

- Longueur :  $L = 9.70$  m.
- Hauteur :  $H = 1.60$  m.
- Largeur :  $B = 6$  m

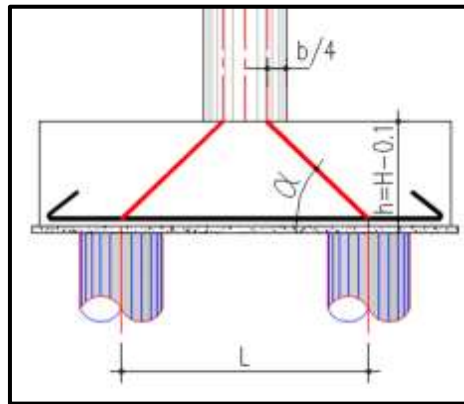
**IX.9.13.1 Évaluation des efforts :**

- ELS :  $N_{max} = 2.10$  MN

**IX.9.13.2 Ferrailage de la semelle :**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$



**Figure IX 14 coupe transversal de semelle**

Avec :

$$h = H - d', d' = 10 \text{ cm} ; L : \text{entraxe entre les pieux} = 3.6\text{m}$$

À partir de la figure on tire les données suivantes :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.425 \text{ m} < 1.5\text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \quad \alpha = 46.49^\circ > 45^\circ \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = 2/3 f_e$

**Application Numérique :**

$$N_{max-ELS} = 2.10 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_s-ELS = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_s-ELS = 59.85 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.6 + 1.2 = 2.8 \text{ m}$ .

$A_s = 59.85/2.8 = 21.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit 5HA25 avec un espacement de 25 cm.

**Armatures longitudinales inférieures :**

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

$A_r = 1/2.A_s = 10.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit : 6HA16 /ml avec  $S_t = 20\text{cm}$ .

**Armatures transversales supérieure :**

$A_2 = 1/3.A_s = 7.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit : 5 HA14/ml avec  $S_t = 25\text{cm}$

**Armatures longitudinales supérieure :**

$A_3 = 1/4.A_s = 5.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit : 6HA12/ml avec  $S_t = 20\text{cm}$

**Armatures latérales :**

$A_4 = 1/10.A_s = 2.14\text{cm}^2/\text{ml}$  Soit : 5HA12/ml avec  $S_t = 25\text{cm}$

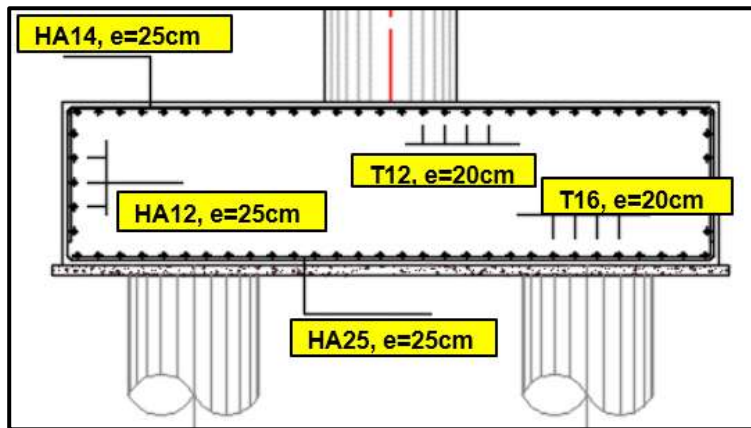


Figure IX 15 Ferrailage semelle.

**IX.9.14 ÉTUDE DES PIEUX :**

**IX.9.14.1 Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

$N_{max}$  : L'effort normal maximal à l'ELS

$Q_P$  : Capacité portante d'un pieu à l'ELS

• Application Numérique :

$$N_{max} = 11119,81 \text{ KN}$$

$$Q_{P-ELS} = 2360.91 \text{ kN}$$

$$n_P = 4.71$$

On prend : 6 pieux de 11 m de profondeur.

**IX.9.14.2 Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times X}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times Y}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux ;

N : Effort normal ;

M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> : Moments dans les sens x, y ;

x, y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: N1 = 2100 kN < 2360.91 kN (condition de non poinçonnement vérifiée)

N2 = 1360.6 kN > 0 (condition de non soulèvement vérifiée)

- ELU: N1 = 2624.71 kN < 3340.14 kN (condition de non poinçonnement vérifiée)

N2 = 1988.63 kN > 0 kN (condition de non soulèvement vérifiée)

**IX.9.14.3 Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u \cdot b \cdot y$$

b : Diamètre du pieu

C<sub>u</sub> : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

- C<sub>u</sub> = 30 MN/m<sup>3</sup>

- E = 33000 MPa

- b = 1, 20 m

- I = 0,102m<sup>4</sup>

λ = 0,228 D'où : λ\*L = 2.51

D'où, en tire les valeurs de (χ<sub>θp</sub>, χ<sub>θM</sub>) pour λ × L = 2.51 à partir du tableau WERNER.

χ<sub>θp</sub> = 1.25 ; χ<sub>θM</sub> = 1.55.

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS: P = 435.35 KN

ELU: P = 587.31 KN

### IX.9.14.4 Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

ELS: M = 1545.6 kN.m

ELU: M = 2085.11 kN.m

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

### Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 136.1 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 24 HA25 ( $A_s = 137,44 \text{ cm}^2$ ).

### Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 15 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

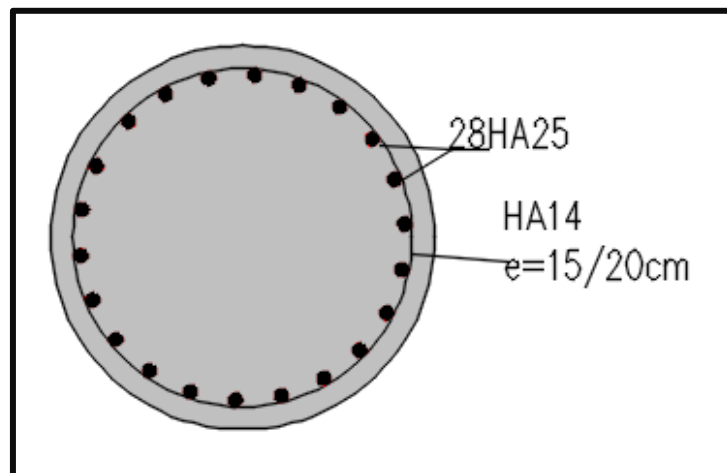


Figure IX 16 Ferrailage des pieux.





---

**CONCLUSION  
GÉNÉRALE**



## CONCLUSION GÉNÉRALE :

---

### CONCLUSION GÉNÉRALE :

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Le choix s'est fait sur un pont à poutre en béton précontraint, conçu et calculé à résisté avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation. Ce type d'ouvrage présente de nombreux avantages. En effet, l'utilisation du béton précontraint nous permet d'atteindre des portées importantes.

En effet, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

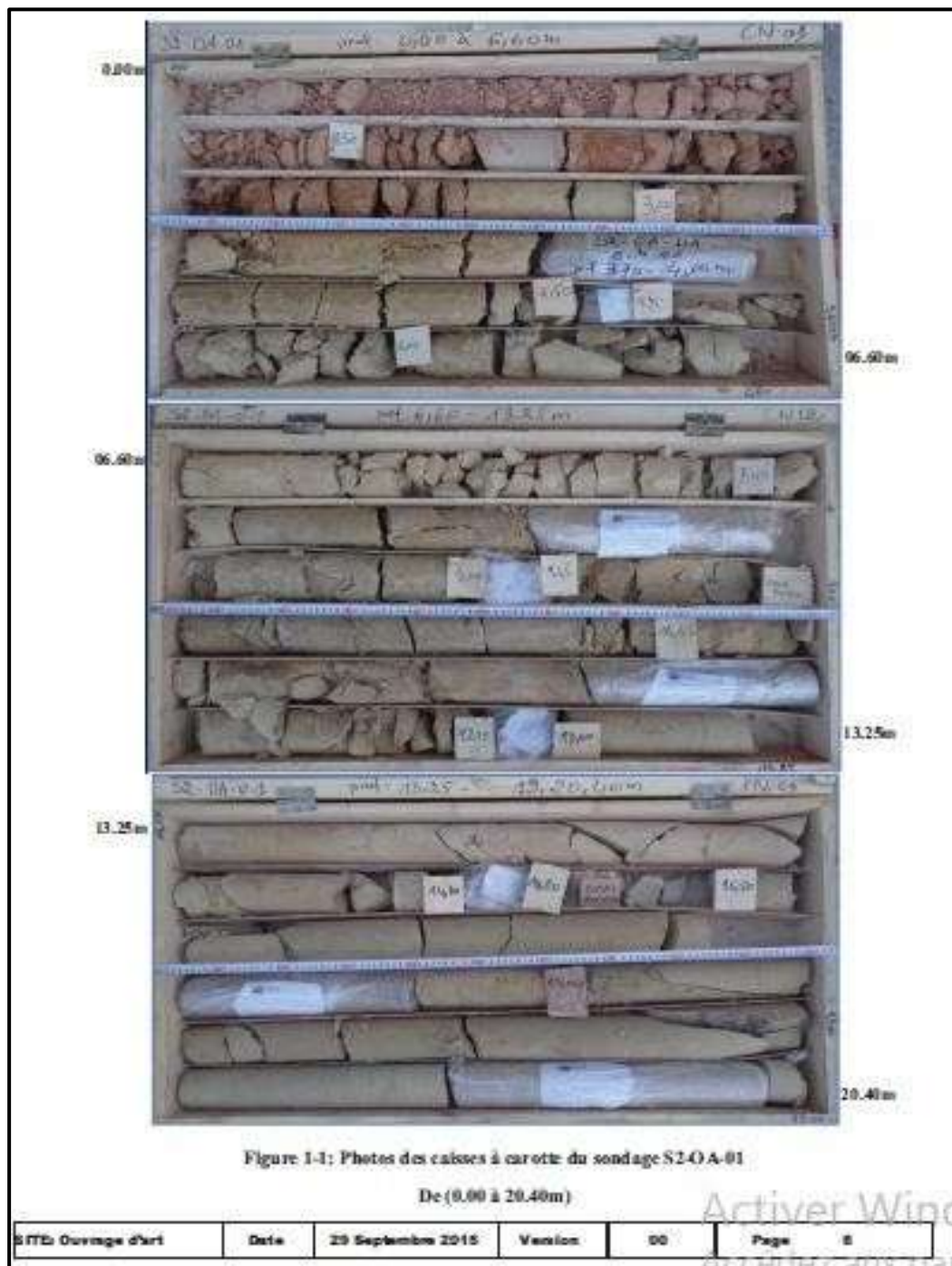
Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

### **GUIDES ET COURS**

- Document SETRA, (Février 1996) "ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension". Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillements types ".
- Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin 2010), Freyssinet
- BELAOURA Mbarek, (2019/2020) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- BEN REDOUNE, (2019/2020) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- THESES/ PFE

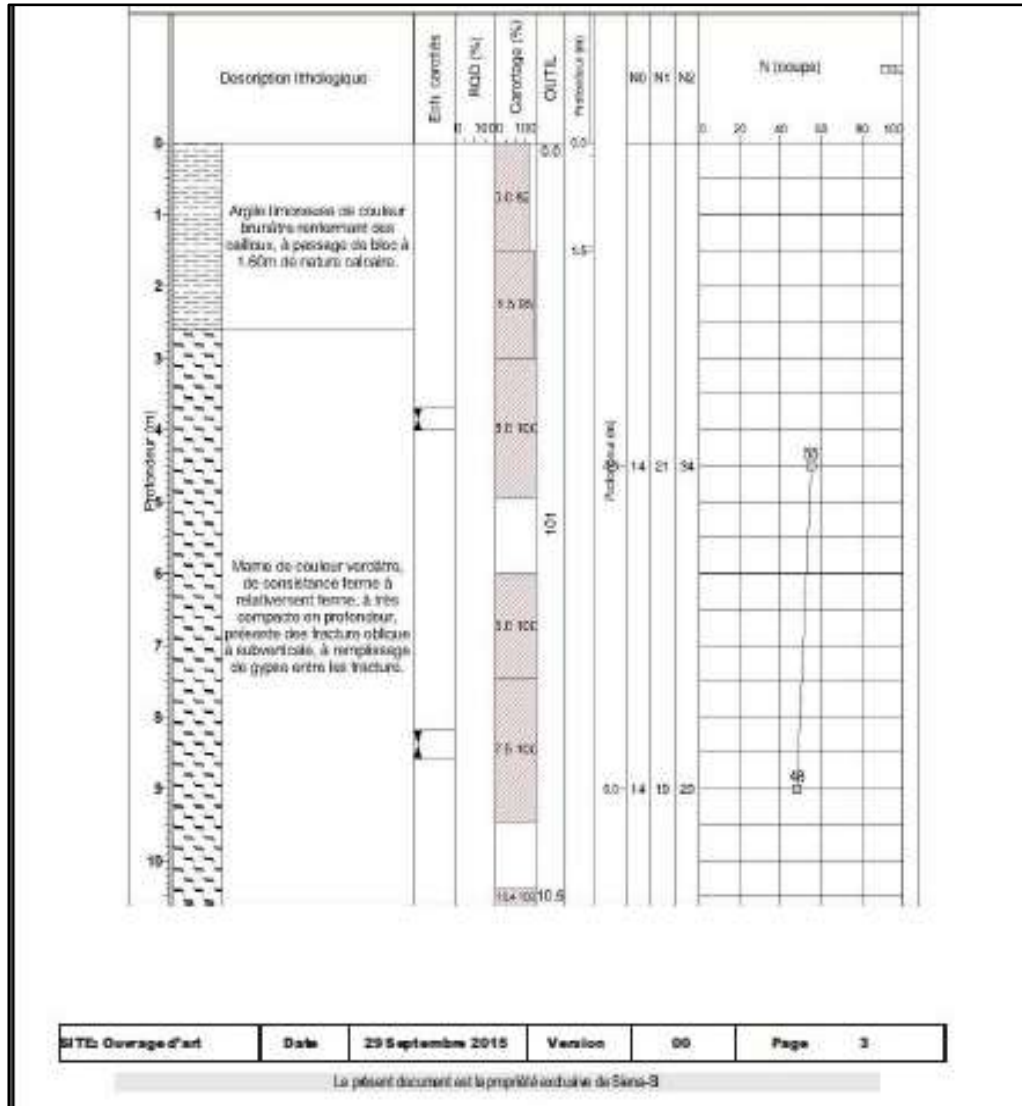
# ANNEXES

**PHASE 01** : sondage carottés



Annexe A 1 caisses à carottes du Sondage S2-OA-01 de 0.00m à 20.40 m

# ANNEXE A. RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES



Annexe A 2 Résultats du Sondage carotté dans le point S2-OA-01

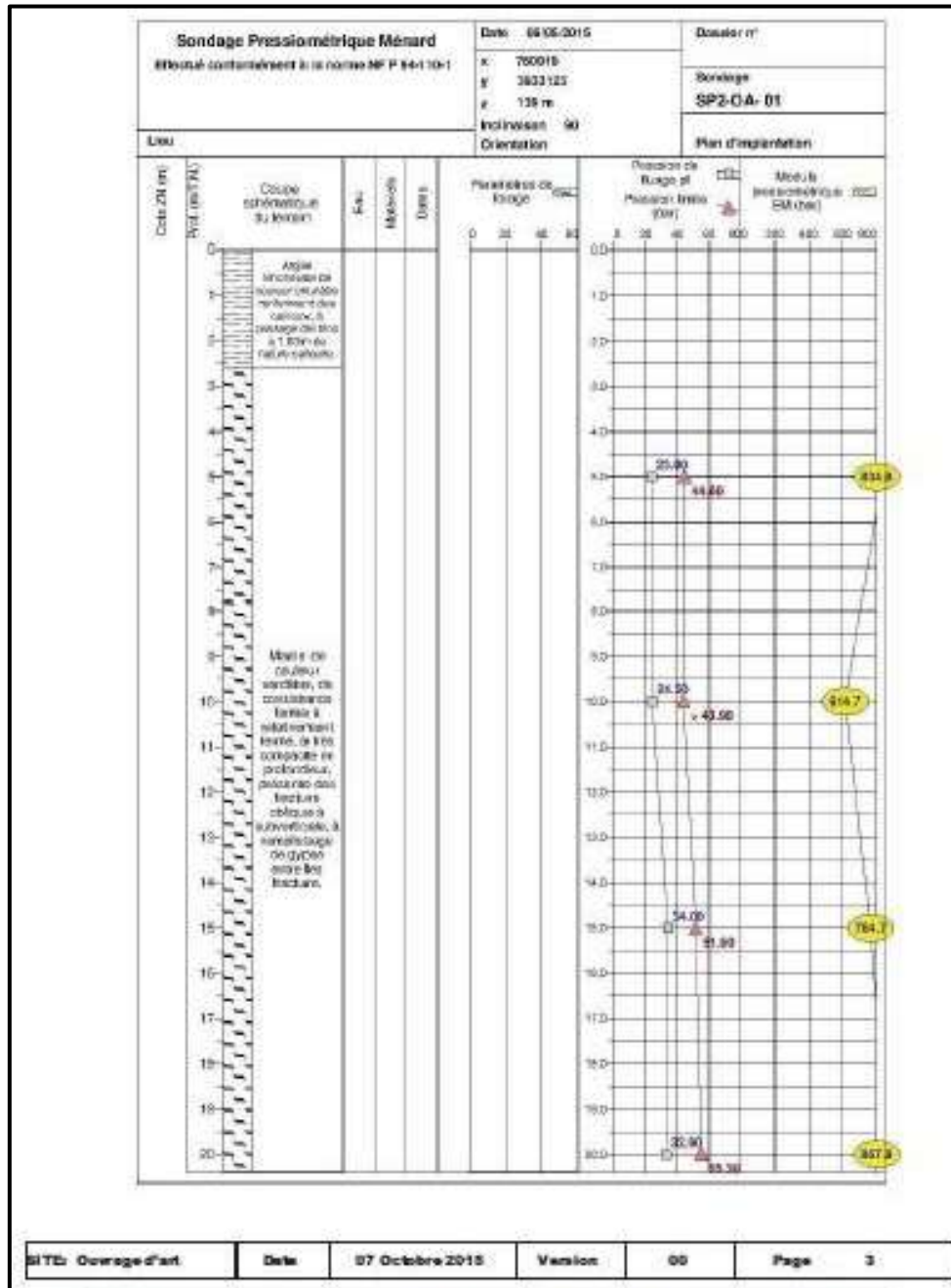
**PHASE 02 : ESSAI AU LABORATOIRE**

échantillon					granulométrie					plasticité	
P.K.	groupe géol.	reconnaissance	prof ini	prof fin	< 5 mm %	< 2 mm	< 0.08 mm %	< 20 µm %	< 2 µm %	wl	lp
11+600	MM-my	S2-OA-01	3,70	4,00	100	100	98,3		61	57,6	32,2
11+750	MM-my	S2-OA-03	2,00	2,35	100	99	82,6		46	31,6	15,0
12+000	MM-my	S2-OA-06	12,00	13,00	100	100	94	84	36	62,1	31,6
Maximal					100	100	98,3	84	61	62,1	32,2
Moyenne					100	99,8	91,6	84	48	50,4	26,3
Minimal					100	99,4	82,6	84	36	31,6	15
Numéro d'essais					3	3	3	1	3	3	3
Écart type					0,00	0,35	8,11		13	16,5	9,8
Intervalle de confiance 95 % +/-						0,39	9,18		14	18,6	11,0
Maximal dans l'intervalle de confiance						100,19	100,81		62	69,1	37,3
Minimal dans l'intervalle de confiance						99,41	82,45		33	31,8	15,2

**Annexe A 3 Résultats d'essai granulométrie et plasticité le long du Viaduc**

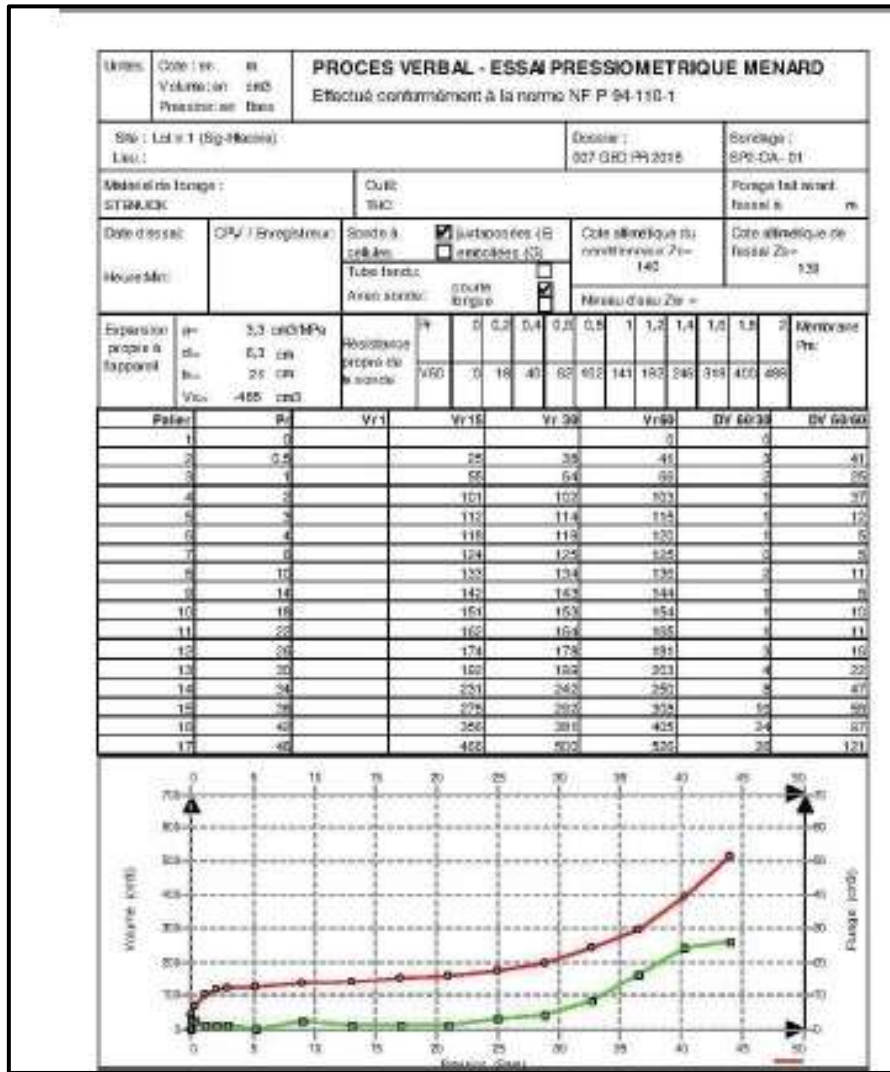
échantillon					chimique	
P.K.	groupe géol.	reconnaissance	prof ini	prof fin	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> %	Gypse %
11+600	MM-my	S2-OA-01	3,70	4,00	2,15	3,35
11+600	MM-my	S2-OA-01	12,00	12,35	0,91	1,42
11+600	MM-my	S2-OA-01	18,98	19,45	1,24	1,93
11+680	MM-my	S2-OA-02	4,20	4,65	1,49	2,32
11+680	MM-my	S2-OA-02	16,25	16,85	1,03	1,61
11+830	MM-my	S2-OA-04	15,26	15,80	0,78	1,22
11+910	MM-my	S2-OA-05	3,70	4,25	1,16	1,81
11+910	MM-my	S2-OA-05	15,40	15,95	1,20	1,87
12+000	MM-my	S2-OA-06	12,00	13,00	0,27	
12+000	MM-my	S2-OA-06	22,00	23,00	0,44	
Maximal					2,15	3,35
Moyenne					1,1	1,9
Minimal					0,27	1,22
Numéro d'essais					10	8
Écart type					0,53	0,66
Intervalle de confiance 95 % +/-					0,33	0,46
Maximal dans l'intervalle de confiance					1,40	2,40
Minimal dans l'intervalle de confiance					0,74	1,48

**Annexe A 4 Résultats d'analyses chimiques le long du Viaduc**

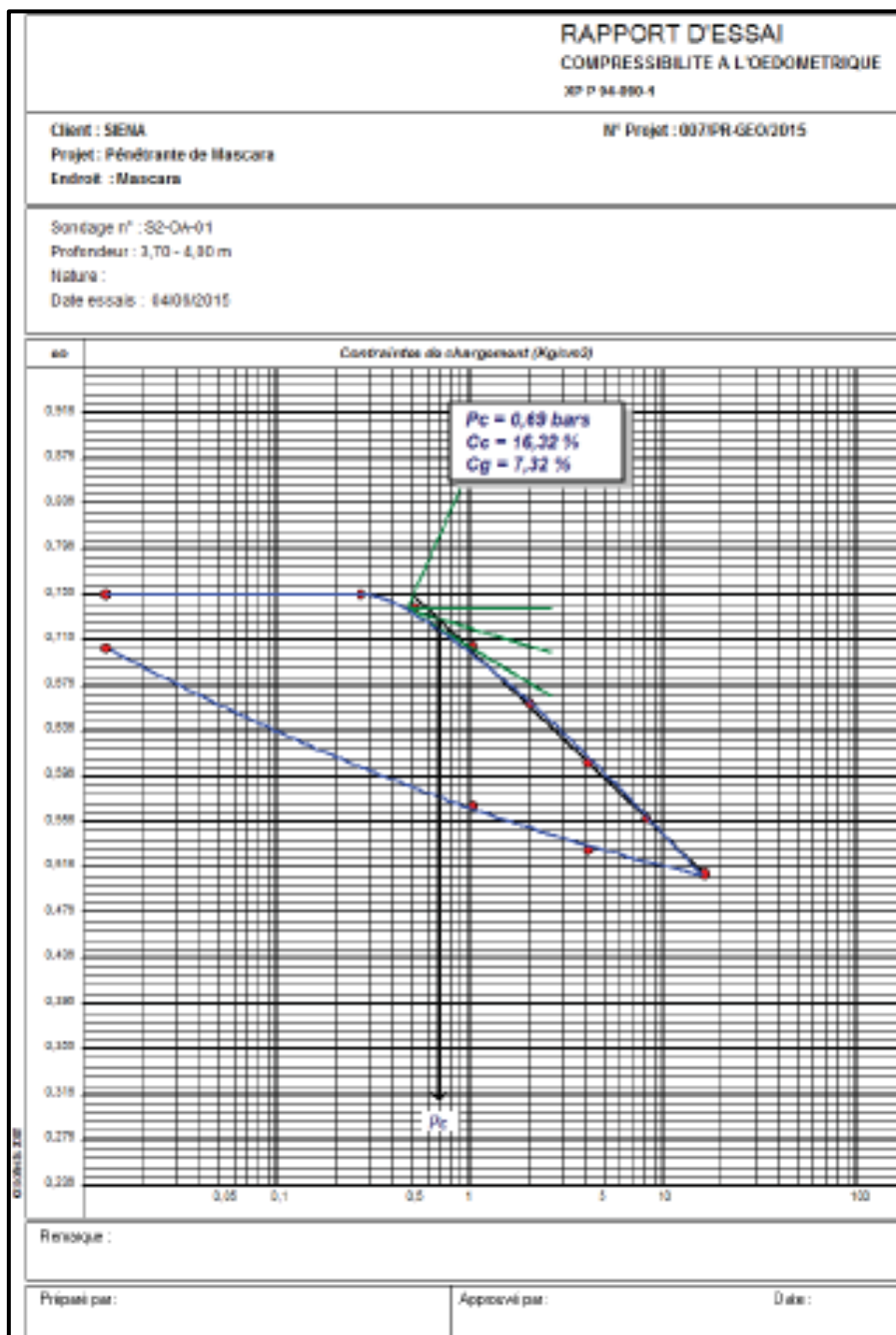


Annexe A 5 Sondage pressiométrique SP2-OA-01

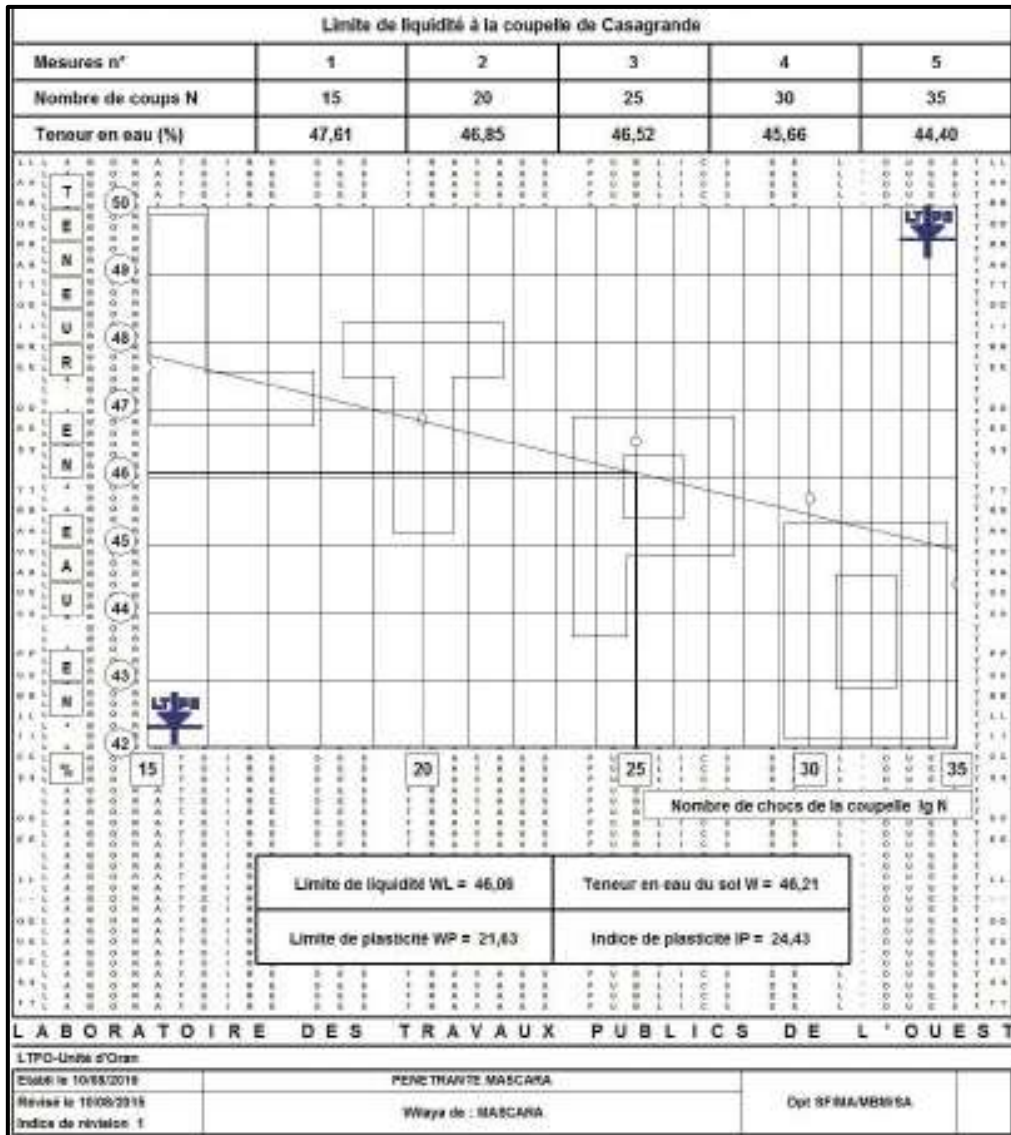
# ANNEXE A. RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES



Annexe A 6 résultats du sondage préssiométrique.



Annexe A 7 Résultats d'essai œdométrique.



Annexe A 8 Annexe A 7 Résultats d'essai œdométrique.

RAPPORT D'ESSAI			
RÉSISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE			
N° P 94-877			
Client : SEMA		N° Projet : 007PR-GE0/2015	
Projet : Pénétrante de Mascara			
Endroit : Mascara			
Emplacement : 02.04.41	Diamètre : 3,8 cm	Coefficient de poisson $\nu$ : 0,3	
Profondeur : 3,70 - 4,30 m	Hauteur : 7 cm	Vitesse de compression : 1 mm/min	
Nombres :	Section : 90,96 cm <sup>2</sup>		
Provenance :	Densité sèche (d <sub>s</sub> ) :		
Date essai : 13/07/2015	Poids échantillon (kg) : 0,14367		

Déformation (%)	Section, modifiée (cm <sup>2</sup> )	Force nette (kg)	R.C.S (bars)
1,97	3,808	12,73	1,30

Lecture division	Déformation (%)	Section (cm <sup>2</sup> )	Pression (bars)
0	0,16	9,037	0,18
10	0,71	9,683	0,91
20	1,07	9,739	1,33
30,1	1,43	9,754	1,77
40	1,79	9,788	2,23
50	2,14	9,823	2,72
60,1	2,50	9,837	3,18
70,1	2,88	9,850	3,68
80,1	3,21	9,925	4,01
90,1	3,57	9,969	0,92
100	3,93	9,994	0,80
110	4,29	10,008	0,76
120	4,64	10,063	0,84

Pression (kg/cm<sup>2</sup>)

Déformation (%)

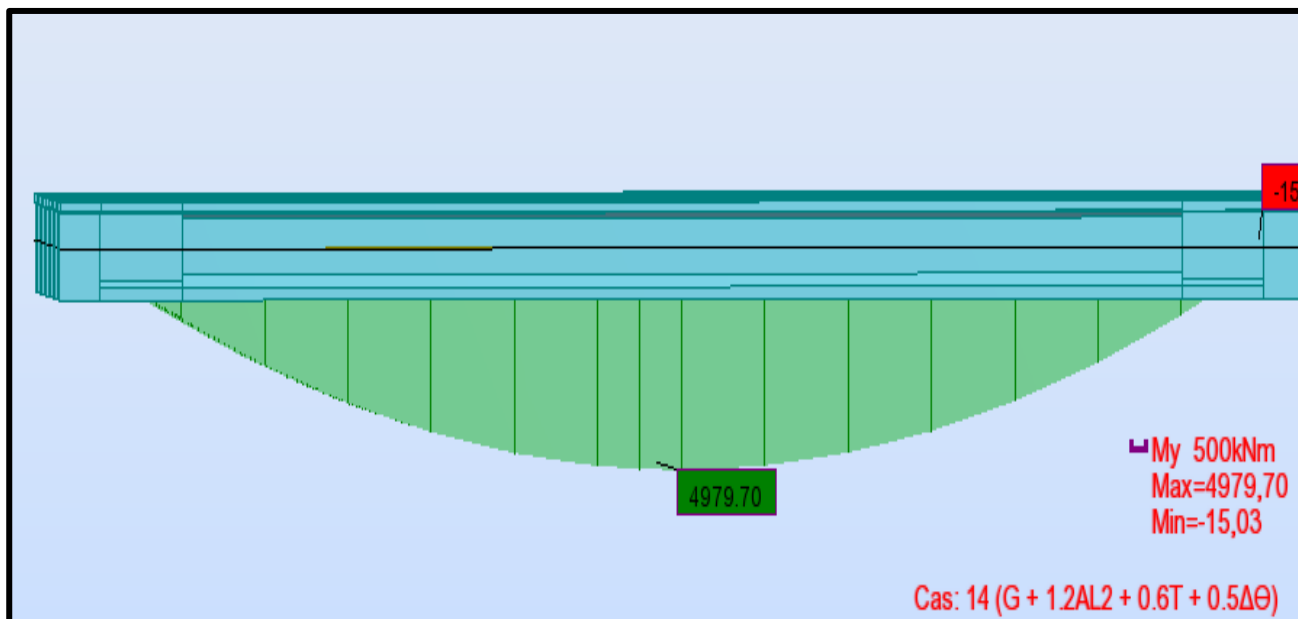
Forme de la rupture

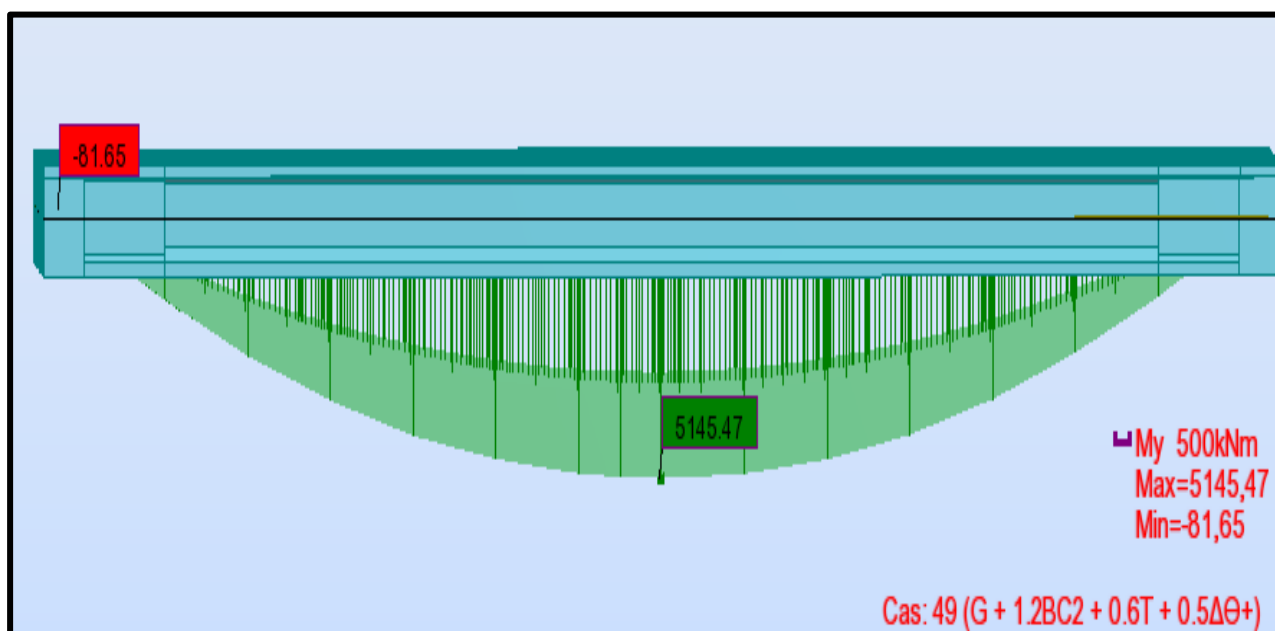
Ressource :

Préparé par : \_\_\_\_\_ Approuvé par : \_\_\_\_\_ Date : \_\_\_\_\_

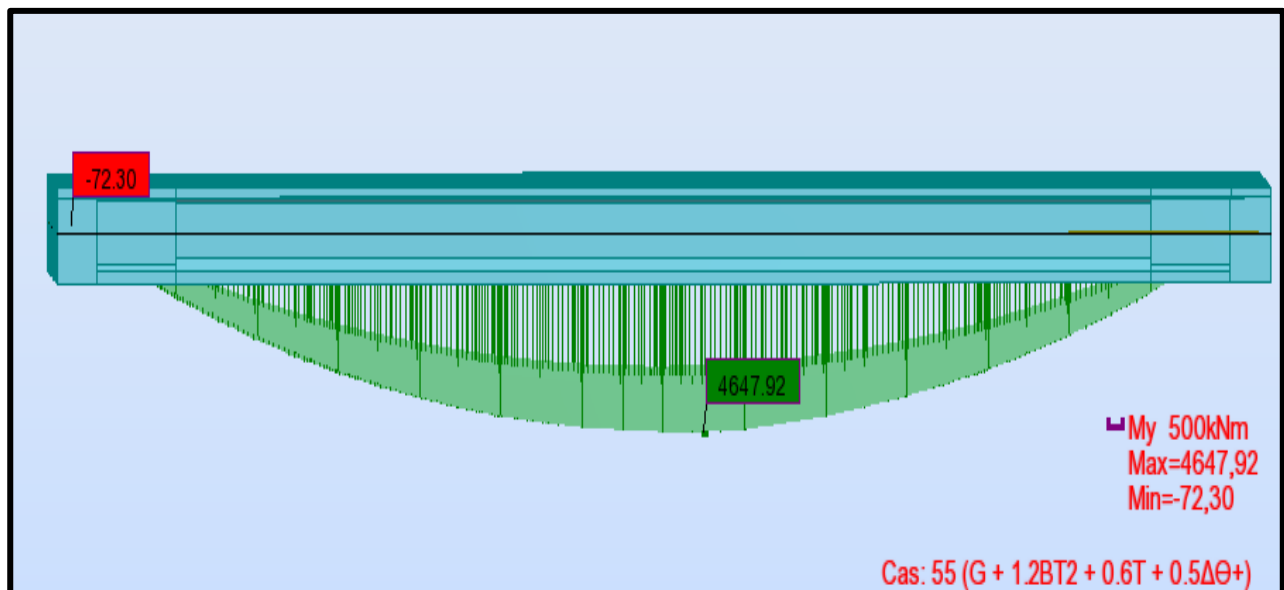
Annexe A 9 bulletin d'essai de compression au laboratoire.



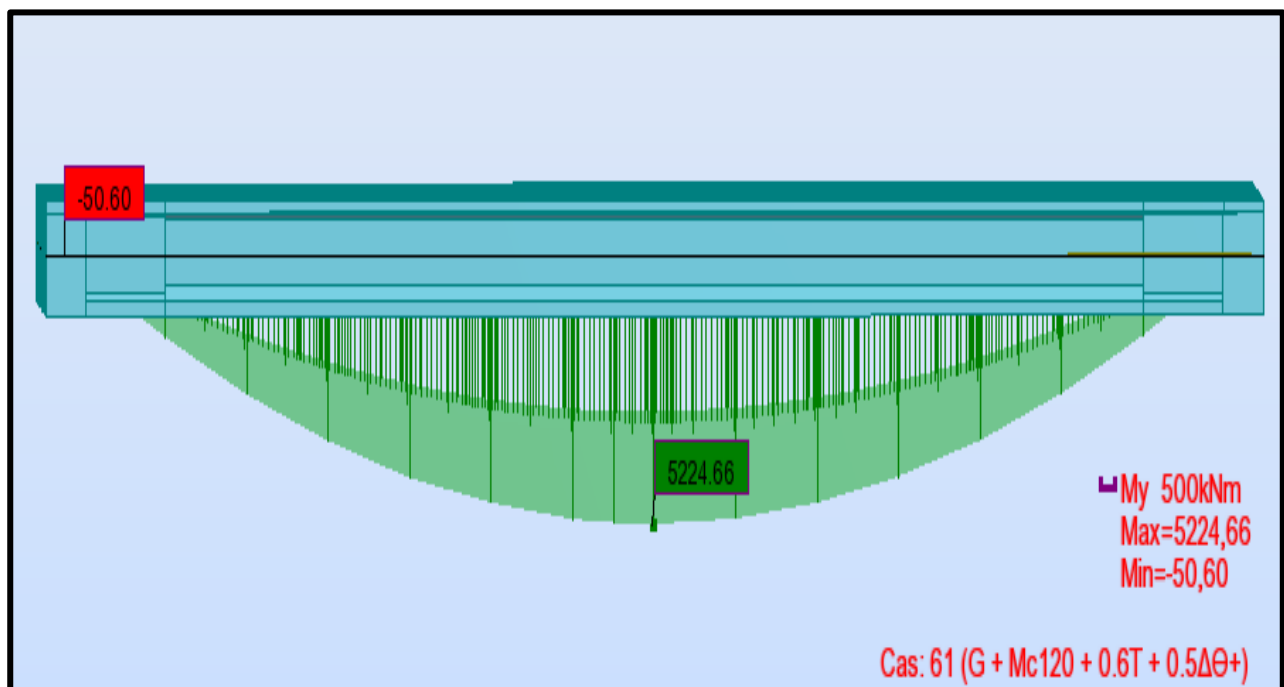
Annexe B 1 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2A1+0.6T+0.5DG$



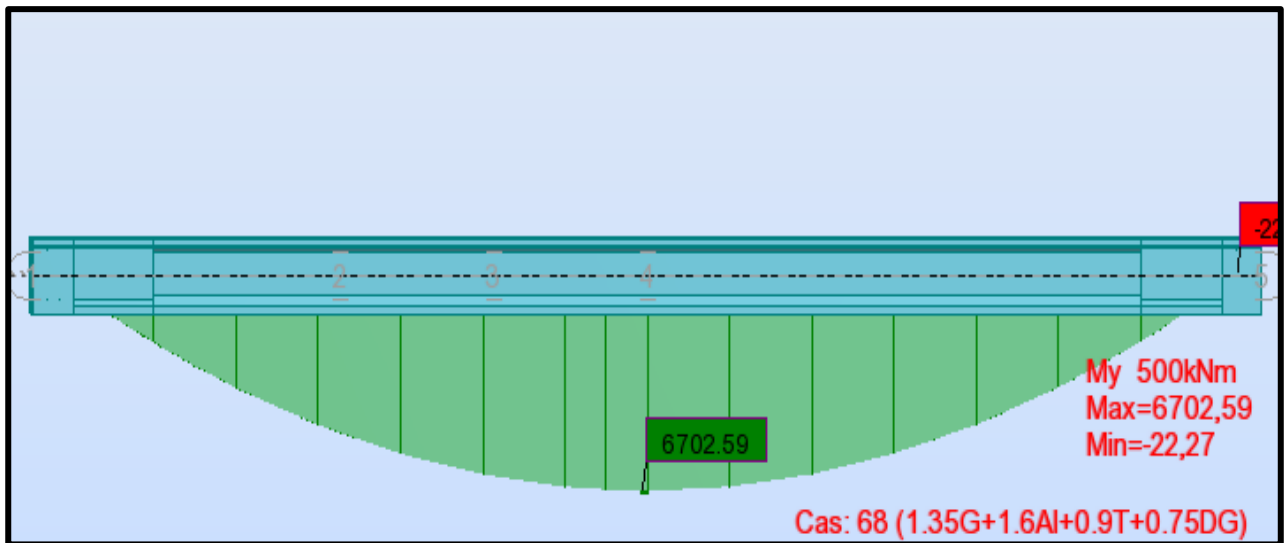
Annexe B 2 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bc+0.6T+0.5DG$



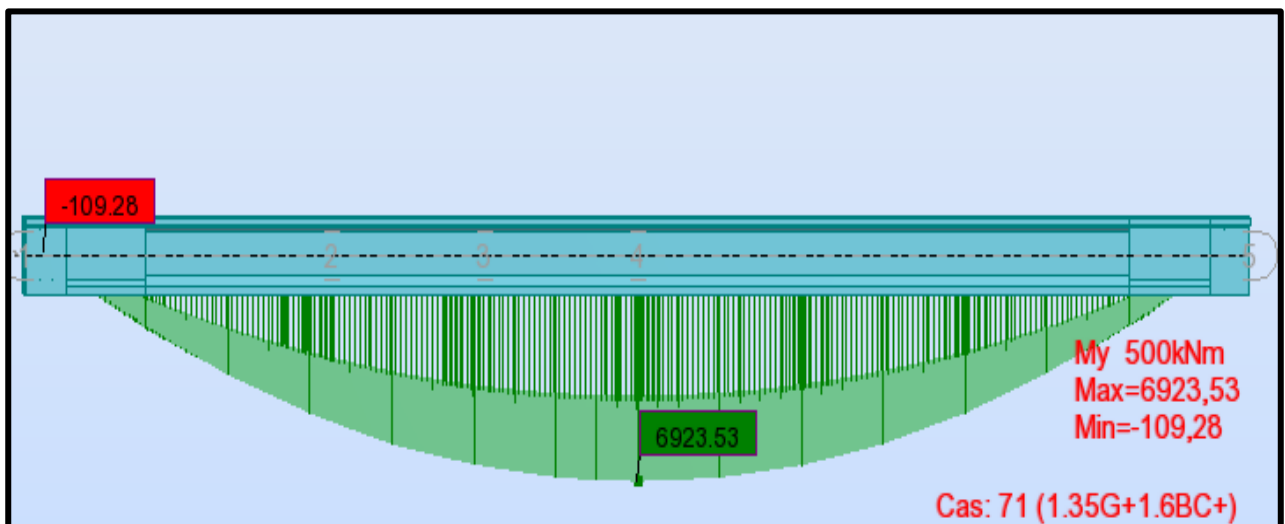
Annexe B 3 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bt+0.6T+0.5DG$



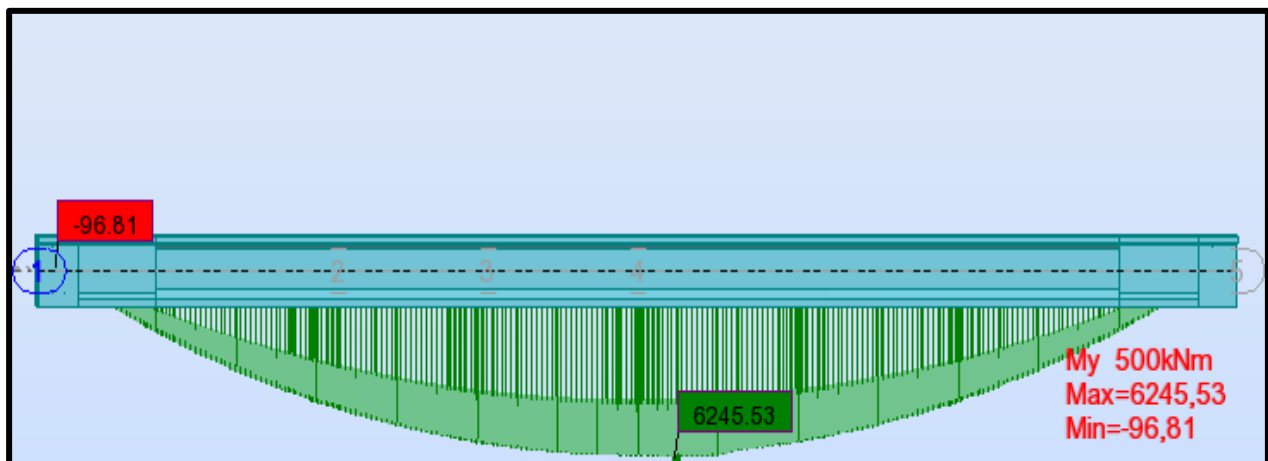
Annexe B 4 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+Mc120+0.6T+0.5DG$



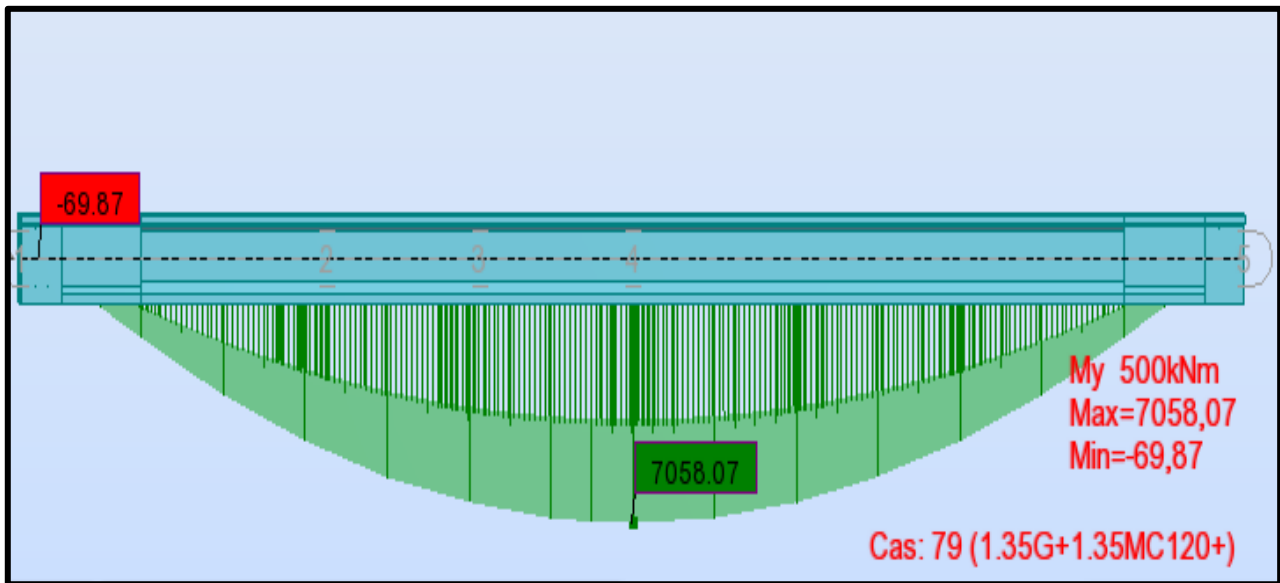
Annexe B 7 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+0.9T+0.75DG



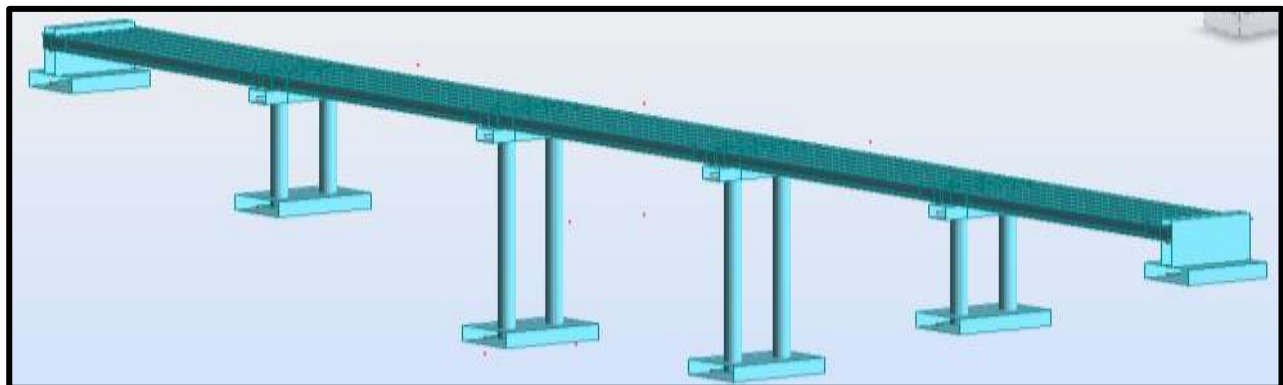
Annexe B 6 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+0.9T+0.75DG



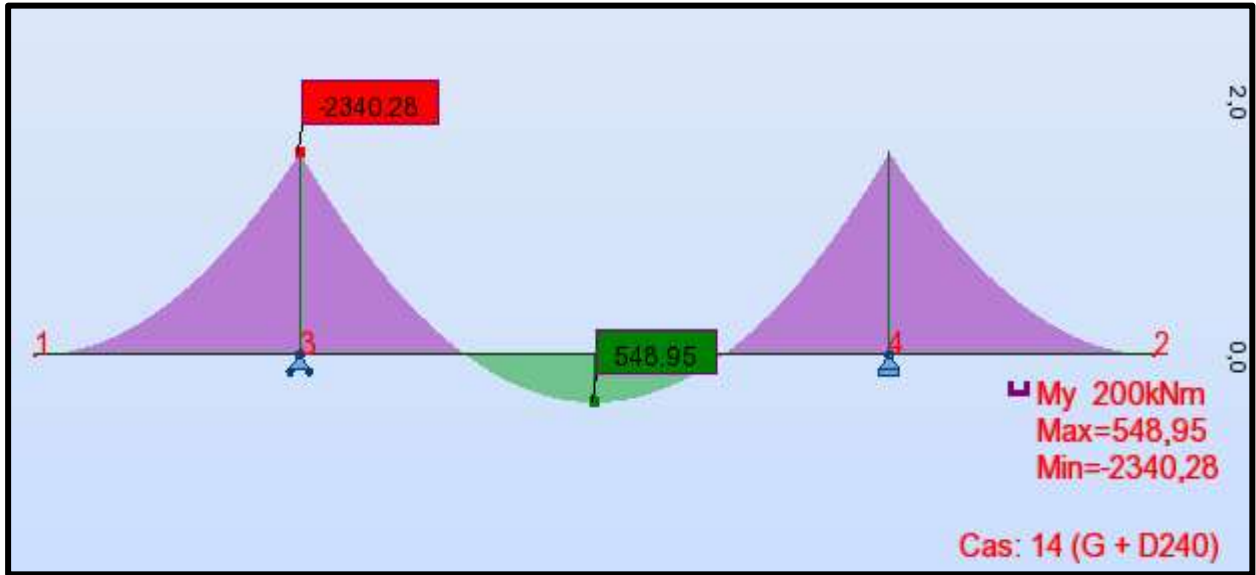
Annexe B 5 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+0.9T+0.75DG



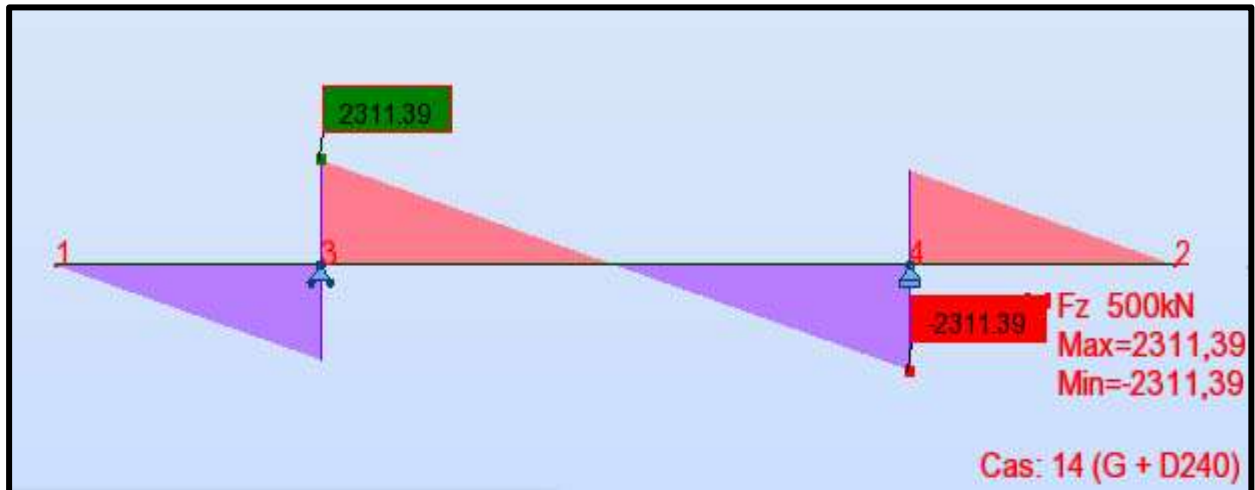
Annexe B 8 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120+0.9T+0.75DG



Annexe B 9 Vue en 3D.

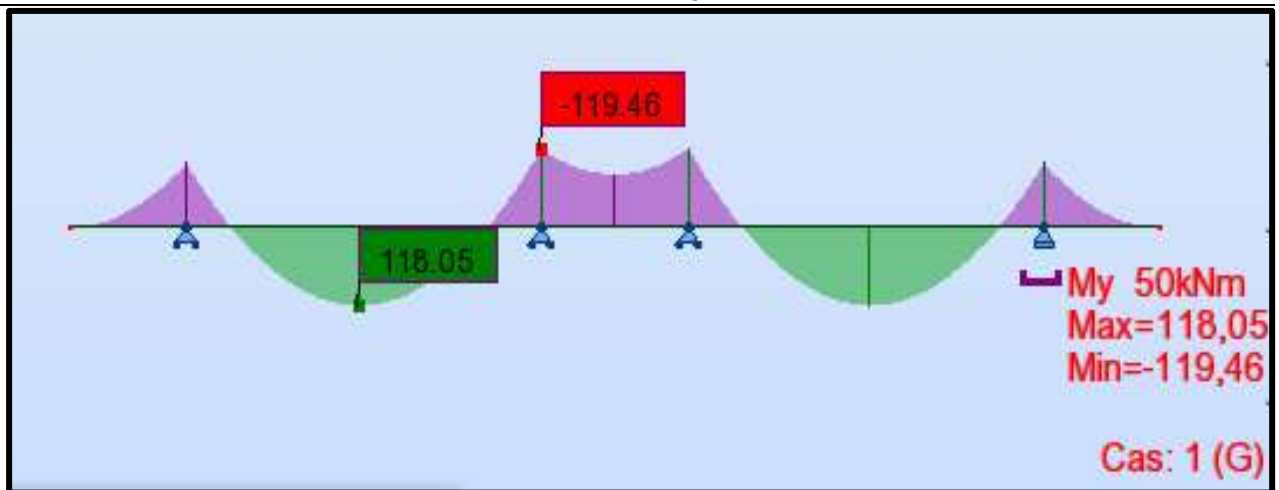


Annexe B 11 Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel.



Annexe B 10 Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

## ANNEXES B. RÉSULTATS DE CALCUL NUMÉRIQUE



Annexe B 12 Diagramme de moment pour l'entretoise.

## ANNEXE C 1 Vérification des contraintes normales Phases 1,2,3et4

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,09	0,42	0,56	0,60	-0,09	0,42	0,56	0,60
MEls		0,00	1,24	1,57	1,68	0,00	1,24	1,57	1,68
P1 (MN)		2,98	2,98	2,98	2,98	5,78	5,78	5,78	5,78
P2 (MN)		2,82	2,82	2,82	2,82	5,36	5,36	5,36	5,36
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	5,03	6,44	6,88	0,00	5,03	6,44	6,88
	$\sigma_{inf}$	0,00	-5,75	-5,16	-7,96	0,00	-5,75	-7,42	-7,96
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,92	-0,22	-1,94	-2,52	7,59	-0,42	-3,77	-4,89
	$\sigma_{inf}$	2,08	10,69	12,72	13,42	4,03	20,73	24,68	26,02
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,70	-0,21	-1,83	-2,38	7,04	-0,39	-3,49	-4,53
	$\sigma_{inf}$	1,96	10,09	12,02	12,67	3,73	19,21	22,87	24,12
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,92	4,81	4,49	4,36	7,59	4,60	2,67	2,00
	$\sigma_{inf}$	2,08	4,94	7,56	5,46	4,03	14,98	17,26	18,06
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,70	4,82	4,60	4,50	7,04	4,63	2,94	2,36
	$\sigma_{inf}$	1,96	4,35	6,86	4,71	3,73	13,47	15,46	16,16
		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,16	0,76	0,89	0,94	0,16	0,76	0,89	0,94
MEls		0,00	1,67	2,52	2,69	0	4,33	5,41	5,78
P1 (MN)		5,64	5,64	5,64	5,64	5,20	5,20	5,20	5,20
P2 (MN)		5,14	5,14	5,14	5,14	4,49	4,49	4,49	4,49
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	3,01	4,57	4,89	0,00	7,80	9,81	10,50
	$\sigma_{inf}$	0,00	-5,48	-8,36	-8,96	0,00	-14,21	-17,95	-19,25
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,50	-2,10	-3,55	-4,04	2,31	-1,94	-3,27	-3,73
	$\sigma_{inf}$	6,40	19,53	22,26	23,18	5,90	18,02	20,53	21,38
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,28	0,65	-0,07	-3,68	4,68	1,24	-0,13	-3,21
	$\sigma_{inf}$	5,84	17,82	20,30	21,15	5,09	15,54	17,71	18,45
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,50	0,91	1,02	0,85	2,31	5,86	6,53	6,77
	$\sigma_{inf}$	6,40	14,06	13,90	14,23	5,90	3,81	2,58	2,13
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,28	3,66	4,50	1,20	4,68	9,04	9,68	7,29
	$\sigma_{inf}$	5,84	12,34	11,94	12,19	5,09	1,34	-0,24	-0,80

## ANNEXE C 2 Efforts appliqués à la semelle de la pile.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Fûts	1859,92	/	0,00	10,53	0,00	
Chevetre	737,44	/	0,00	21,73	0,00	
G Tablier	5985,14	/	0,00	22,40	0,00	
Hf+r	/	76,66	/	22,40		1717,25
HT°	/	34,50	/	22,40		772,76
Somme	8582,50	111,16	/	/	0,00	2490,02
(Al)	1149,76	/	0,65	/	747,34	/
(Bc)	1092,63	/	0,65	/	710,21	/
Mc120	1088,02	/	0,65	/	707,21	/
D240	1684,07	/	0,65	/	1094,64	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	72,19	/	22,40	/	1617,00
Bc	/	150,00	/	22,40	/	3360,00

## ANNEXE C 3 Combinaisons d'actions à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
<b>G</b>	8582,50	97,36	2180,91	0,00	2180,91
<b>G+1.2Al+0.6T</b>	9962,21	183,99	4121,31	896,81	5018,12
<b>G+1.2Bc+0.6T</b>	9893,65	277,36	8153,31	852,25	9005,56
<b>G+Mc120+0.6T</b>	9670,51	97,36	2180,91	707,21	2888,12
<b>G+D240+0.6T</b>	10266,56	97,36	2180,91	1094,64	3275,56

## ANNEXE C 4 Combinaisons d'actions à l'ELU.

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b><math>\Delta M</math></b>
<b>1,35G</b>	11586,37	134,54	3013,78	0,00	3013,78
<b>1.35G+1.6Al+0.9T</b>	13425,99	250,04	5600,98	1065,32	6666,29
<b>1.35G+1.26Bc+0.9T</b>	13334,58	374,54	8389,78	1060,82	9450,60
<b>1.36G+1.35Mc120+0.9T</b>	13859,86	134,54	3013,78	1094,64	4108,42
<b>1.35G+1.35D240+0.9T</b>	11586,37	134,54	3013,78	0,00	3013,78

## ANNEXE C 5 Combinaisons des efforts à ELS.

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b><math>\Delta M</math></b>
<b>G</b>	10886,50	97,36	2336,69	0,00	2336,69
<b>G+1.2Al+0.6T</b>	12266,21	183,99	4415,69	896,81	5312,50
<b>G+1.2Bc+0.6T</b>	12197,65	277,36	8735,69	852,25	9587,94
<b>G+Mc120+0.6T</b>	11974,51	97,36	2336,69	707,21	3043,90
<b>G+D240+0.6T</b>	12570,56	97,36	2336,69	1094,64	3431,34

## ANNEXE C 6 Combinaisons d'actions à l'ELU.

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b><math>\Delta M</math></b>
<b>1,35G</b>	14696,77	134,54	3229,05	0,00	3229,05
<b>1.35G+1.6Al++0.9T</b>	16536,39	250,04	6001,05	1195,75	7196,80
<b>1.35G+1.26B+0.9T</b>	16444,98	374,54	8989,05	1136,34	10125,39
<b>1.36G+1.35Mc120+0.9T</b>	16970,26	134,54	3229,05	707,21	3936,26

ANNEXE C. TABLEAUX DE CALCUL

<b>1.35G+1.35D240+0.9T</b>	14696,77	134,54	3229,05	1094,64	4323,69
----------------------------	----------	--------	---------	---------	---------

**ANNEXE C 7 Evaluations des efforts statiques de la culée.**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2328,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	1727,81	/	0,24	4,03	414,68	/
DDT	132,75	/	3,00	7,62	398,25	/
Mur en R	463,50	/	3,74	6,23	1733,49	/
Corbeau	51,18	/	1,17	7,30	59,87	/
MGG	152,00	/	0,84	7,52	127,68	/
Poids des Terres Amot	1960,85	/	2,00	4,52	3921,70	/
Poussée des terres	/	2180,55	/	2,90	/	-6323,60
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	278,49	/	4,35	/	-1211,42
Rg	2992,57	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1149,76	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1092,63	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1088,02	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1684,07	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	76,66	/	-6,45	/	-494,48
HT°	/	34,50	/	-6,45	/	-222,51
Frein Al	/	55,56	/	-6,45	/	-358,36
Frein Bc	/	150,00	/	-6,45	/	-967,50

## ANNEXE C 8 Combinaisons des efforts à ELS.

	<b>N</b> <b>(KN)</b>	<b>H</b> <b>(KN)</b>	<b>MH</b> <b>(KN.m)</b>	<b>MV</b> <b>(KN.m)</b>	<b><math>\Delta M</math></b> <b>(KN.m)</b>
G+0.6T	11760,71	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80
G++0.6T+1.2Q	11760,71	2265,70	-7171,00	5307,80	-1863,20
G+0.6T+1.2A(l)	13293,68	2010,15	-6318,26	5307,80	-1010,45
G+0.6T+1.2Bc	13134,87	2117,816	-6806,00	5307,80	-1498,20
G+0.6T+Mc120	12850,46	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80
G+0.6T+D240	13604,92	1937,82	-5990,60	5307,80	-682,80

## ANNEXE C 9 Combinaisons des efforts à ELU.

	<b>N</b> <b>(KN)</b>	<b>H</b> <b>(KN)</b>	<b>MH</b> <b>(KN.m)</b>	<b>MV</b> <b>(KN.m)</b>	<b><math>\Delta M</math></b> <b>(KN.m)</b>
1.35G+0.9T	15876,96	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01
1.35G+0.9T+1.6Q	15876,96	3058,57	-8357,39	7165,53	-1191,85
1.35G+0.9T+1.6A(l)	17920,92	2717,82	-7220,39	7165,53	-54,86
1.35G+0.9T+1.6Bc	17709,17	2861,38	-7870,72	7165,53	-705,19
1.35G+0.9T+1.35Mc120	17348,12	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01
1.35G+0.9T+1.35D240	18366,64	2621,38	-6783,52	7165,53	382,01

## Annexe C 10 Évaluation des efforts dus au poids propre

## Pour mur frontale

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Mur F	1727,8125	0	0,00	2,42	0,00	0
DDT	132,75	0	2,95	6,01	391.61	0
Corbeau	51,175	0	2,93	5,70	149.94	0
MGG	152	0	0,6	5,92	91,2	0
Poids des Terres Amot	300,375	0	2,95	6,63	886.11	0
Poussée des terres	0	3924,9	0	2,33	0	-9158,1
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	0	205,59	0	3,50	0	-719,565
Rg	2992,57	/	0,15	/	-448,89	/
R(Al)	1149,76	/	0,15	/	-172,46	/
Rbc	1092,63	/	0,15	/	-163,89	/
RMc120	1088,02	/	0,15	/	-163,20	/
RD240	1684,07	/	0,15	/	-252,61	/
RST	0,00	/	0,15	/	0,00	/
Hf+r	/	76,66	/	4,85	/	-371,82
HT°	/	34,50	/	4,85	/	-167,32
Frein Al	/	55,56	/	4,85	/	-269,47
Frein Bc	/	150,00	/	4,85	/	-727,50

## Annexe C 11 Combinaisons des efforts à ELS.

	<b>N</b> <b>(KN)</b>	<b>H</b> <b>(KN)</b>	<b>M<sub>H</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>V</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>ΔM</b> <b>(KN.m)</b>
G+0.6T	5356,68	4022,26	-9630,31	101,38	-9528,93
G++0.6T+1.2Q	5356,68	4268,97	-10493,78	101,38	-10392,41
G+0.6T+1.2A(l)	6736,39	4088,93	-9953,67	-105,58	-10059,25
G+0.6T+1.2Bc	6667,84	4202,262	-10503,31	-95,30	-10598,60
G+0.6T+Mc120	6444,70	4022,26	-9630,31	-61,83	-9692,13
G+0.6T+D240	7040,75	4022,26	-9630,31	-151,23	-9781,54

## Annexe C 12 Combinaisons des efforts à ELU.

	<b>N</b> <b>(KN)</b>	<b>H</b> <b>(KN)</b>	<b>M<sub>H</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>V</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>ΔM</b> <b>(KN.m)</b>
1.35G+0.9T	6826,01	5433,16	-13015,97	136,86	-12879,11
1.35G+0.9T+1.6Q	6826,01	7663,71	-18722,87	184,76	-18538,11
1.35G+0.9T+1.6A(l)	8665,63	7423,66	-18002,71	-91,18	-18093,90
1.35G+0.9T+1.6Bc	8574,22	7574,76	-18735,56	-77,47	-18813,04
1.35G+0.9T+1.35Mc120	10683,94	5433,16	-13015,97	-35,57	-13051,54
1.35G+0.9T+1.35D240	11488,61	5433,16	-13015,97	-156,27	-13172,24

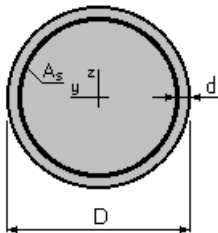
## FERRAILLAGE DES FÛTS : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$D = 150,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELS	4946,83	4502,78	0,00
2.	ELU	6667,29	4725,30	0,00
3.	ELA	4291,25	8645,75	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 260,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 35,3$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,47$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

Section maximum  $A_{s\ max} = 883,6$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas  $N^0$  1: Type ELS      N = 4946,83 (kN)       $M_y = 4502,78$  (kN\*m)       $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,02

Position de l'axe neutre:  $y = 70,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 113,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 15,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 245,6$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 212,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = 6667,29 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 4725,30 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,75    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 82,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 104,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,54$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 4291,25 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 8645,75 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 51,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 118,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,15$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

## FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

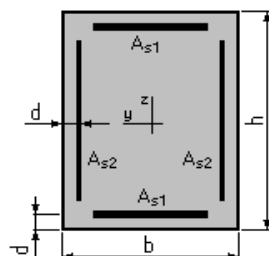
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	701,88	1115,64	0,00
2.	ELU	902,55	1980,32	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	A <sub>s1</sub> = 23,4 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	A <sub>s2</sub> = 0,0 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 30,0 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	A <sub>s max</sub> = 750,0 (cm <sup>2</sup> )
théorique	ρ = 0,31 (%)	maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00 (%)
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,10 (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 701,88 (kN)      M<sub>y</sub> = 1115,64 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,20  
 Position de l'axe neutre: y = 38,2 (cm)  
 Bras de levier: Z = 127,3 (cm)  
 Contrainte maxi du béton: σ<sub>b</sub> = 5,7 (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue: σ<sub>s</sub> = 226,9 (MPa)  
     comprimée: σ<sub>s</sub>' = 62,9 (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
     σ<sub>s lim</sub> = 500,0 (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELU      N = 902,55 (kN)      M<sub>y</sub> = 1980,32 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre: y = 14,4 (cm)  
 Bras de levier: Z = 134,3 (cm)  
 Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 1,14 (‰)  
 Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 10,00 (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue: σ<sub>s</sub> = 434,8 (MPa)  
     comprimée: σ<sub>s</sub>' = 69,3 (MPa)

#### FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR (Y-Y) :

### Calcul de Section en Flexion Simple

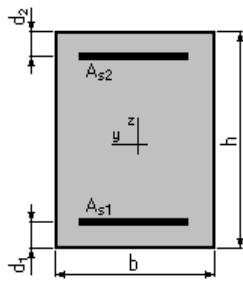
#### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)      Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques

\* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 60,0$  (cm)  
 $d_1 = 7,0$  (cm)  
 $d_2 = 7,0$  (cm)

## 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	105,04	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 5,6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

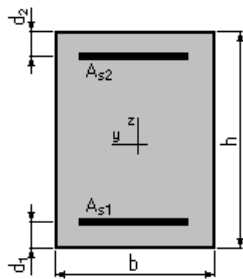
### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 105,04$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,33  
 Position de l'axe neutre:  $y = 8,6$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 50,1$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,7$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 19,4$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s_{lim}} = 500,0$  (MPa)

**FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR (X-X) :****Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 60,0$  (cm)  
 $d_1 = 7,0$  (cm)  
 $d_2 = 7,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	308,67	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 12,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 5,6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**     $M_{max} = 308,67$     (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 12,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 48,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     Tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

**FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA PILE :**

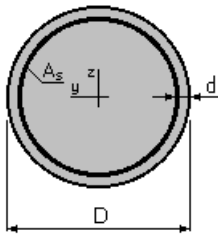
**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 7,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	1145,17	159,34	0,00
2.	ELU	1803,29	215,17	0,00
3.	ELA	145,21	574,57	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 565,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )	théorique	$\rho = 1,00$ (%)
théorique	$\rho = 1,00$ (%)	minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50$ (%)
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 1145,17 (kN)      M<sub>y</sub> = 159,34 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 9,79

Position de l'axe neutre:  $y = 129,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 65,7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 23,2$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
     $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**     **$N = 1803,29$  (kN)**     **$M_y = 215,17$  (kN\*m)**     **$M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 9,06    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 114,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 62,3$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**     **$N = 145,21$  (kN)**     **$M_y = 574,57$  (kN\*m)**     **$M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,93    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 30,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 98,4$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 9,60$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

### FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA CULÉE :

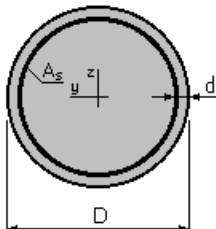
#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

##### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**    **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section:



D = 120,0 (cm)  
d = 7,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	1360,60	1545,61	0,00
2.	ELU	1988,63	2085,11	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	A <sub>s</sub> = 136,1 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	A <sub>s max</sub> = 565,5 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 22,6 (cm <sup>2</sup> )	maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00 (%)
théorique	ρ = 1,20 (%)		
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,10 (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 1360,60 (kN)    M<sub>y</sub> = 1545,61 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre: y = 47,1 (cm)  
Bras de levier: Z = 93,1 (cm)  
Contrainte maxi du béton: σ<sub>b</sub> = 11,9 (MPa)  
Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue: σ<sub>s</sub> = 250,0 (MPa)  
comprimée: σ<sub>s</sub>' = 151,6 (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
σ<sub>s lim</sub> = 250,0 (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELU      N = 1988,63 (kN)    M<sub>y</sub> = 2085,11 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,65      Pivot: B  
Position de l'axe neutre: y = 46,8 (cm)  
Bras de levier: Z = 90,7 (cm)  
Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 3,50 (‰)  
Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 4,93 (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue: σ<sub>s</sub> = 434,8 (MPa)  
comprimée: σ<sub>s</sub>' = 434,8 (MPa)

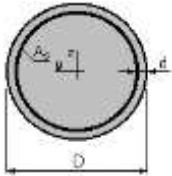
### • EFFORT TRANCHANT SOUS LA PILE (ZONE COURANTE) : Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

**Béton: f<sub>c28</sub> = 25,0 (MPa)      Acier: f<sub>e</sub> = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable • Calcul en poteau dans la zone courante

### 2. Section :



$D = 120,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	71,21	2245,04

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,1$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,3$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,3$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \text{ } \varnothing 12$

Espacement :  $S_t = 30,0$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 30,0$  (cm)