

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
A POUTRES EN PRECONTRAINTE
DU PK05+994.800 AU PK06+688.423**

Présenté par :

HADJI Ines

REMAOUN Majda

Encadré par :

Mr TAKI Mohamed

Promotion 2020 /2021

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier **ALLAH** de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur **Dr.TAKI Mohamed**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre **Mr. STAWTI Fouad**, et toutes les personnes de l'**ADA Ouest** pour avoir répondu à nos questions avec patience et force d'explication.

Nos sincères remerciements vont à tous les élèves ingénieurs de l'**ENSTP**.

Également nos remerciements sont exprimés : A tous les enseignants de l'**ENSTP** qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre travail.

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

À tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce
Projet de fin d'études.

Tout d'abord je remercie **ALLAH**, tout-Puissant, de m'avoir donné la force pour survivre ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

JE DEDIE CE TRAVAIL

À ma chère mère **KOUACHI NADIA**, mon premier supporteur et ma plus grande force, ma source inépuisable de tendresse. **Merci** pour l'amour inestimable, les sacrifices, le soutien, la confiance et toute l'affection et le précieux encouragement. Qu'Allah vous garde pour moi et vous accordent la santé et le bonheur

À mon cher père **HADJI NOUREDDINE**, pour l'amour, la présence. Qu'Allah vous protège et vous garde en bonne santé.

À ma douce sœur **DJIHANE**, pour la tendresse, la complicité et la présence malgré la distance qui nous sépare. Je te souhaite beaucoup de succès, et une vie pleine de joie et de bonheur.

À mon fiancé **BOUGUERRA AHMED**, pour l'amour, le soutien et l'encouragement. Je remercie le bon Dieu qui a croisé nos chemins.

À mon binôme qui a partagé ce travail avec moi **REMAOUN Majda** et toute sa famille.

À toutes mes amies de l'ENSTP promo 2018/2021, spécialement à mon amie **DHIBAOU HALIMA**.

Inès Hadji.

Tout d'abord je remercie **ALLAH** de m'avoir donné la force et le courage pour arriver à ce stade de fin d'études.

JE DEDIE CE TRAVAIL

À ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers, ma chère mère **BOUREGA Dalila**, celle qui n'a jamais cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tous les obstacles durant toutes mes années d'études, qu'Allah me la garde en très bonne santé.

À mon cher père **REAMAOUN Kamel**, puisse ce travail être une légère récompense de ton soutien et tes sacrifices innombrables pour assurer mon bien être et mon éducation, que Allah te protège et te garde en bonne santé.

À mon cher mari **HADJ DJELLOUL Illyés**, Pour l'amour et l'affection qui nous unissent. Tu m'as toujours encouragé, incité à faire de mon mieux, Je prie Allah le tout puissant de préserver notre attachement mutuel, et d'exaucer tous nos rêves.

À ma merveilleuse sœur **Wafaa**, tu es pour moi un modèle de réussite et de persévérance merci pour ton soutien et ton amour. Je te souhaite beaucoup de succès, de prospérité et une vie pleine de joie et de bonheur.

À mes frères **Sid Ahmed** et **Zakaria** en signe de l'affection et l'amour que je vous porte.

À ma chère grande mère **ZIANE Rachida** pour ton encouragement tes prières et ta présence qu'Allah te garde pour nous en bonne santé.

À ma chère tante **BOUREGA Djamila** et son mari **BELLEOUCH Brahim** et mes cousins **Hanane**, **Amina** et **Ali** ma deuxième petite famille qu'Allah vous protège.

À ma deuxième maman **ZEGRAR Fatima**, qu'Allah la garde pour nous.

À mes adorables amies **Amina** et **Djihane** que j'aime beaucoup.

À la personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et les mauvais moments, à mon binôme **HADJI Inès** et toute sa famille.

Enfin, à ma grande famille et belle famille et à tous ceux qui m'aiment de près ou de loin.

Madja Remaoun Hadj Djelloul.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومتر +994.800 و 05 والنقطة الكيلومترية 06+688.423 بطول يمتد على 692 متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة مدخل مدينة وهران ، الذي يربط بين ميناء وهران بالطريق السيار شرق غرب.

بدأنا عملنا بتصميم عام، حيث قمنا باقتراح خيارين(02) ، واخترنا الأحسن من بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير، بعد تقييم الأحمال الذاتية والأحمال المختلفة تم دراسة سطح الجسر طوليا وعرضيا باستعمال برنامج رويو بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والتحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية ودراسة مختلف العناصر الأساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية: الخرسانة، جسر، لاحقة الشد، جسر، طيف.

RESUME

Le but de ce travail est l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte par post tension, d'une longueur initial de 692 ml avec une largeur de 14.20 m , le tablier repose sur 17 piles et 2 culées, Cette étude est faite on utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que BAEL91, RCPR2008, RPOA2008.

Le travail à effectuer comporte l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.

L'étude du tablier est faite à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, les efforts agissant sur les piles ont été déterminés à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, toute on introduisant les spectres de réponse du site de construction.

Quant aux plans, ils sont réalisés grâce au logiciel de dessin AutoCAD 2014.

Mots clés : Pont, béton, précontraint, câble, pile, culée et spectre.

ABSTRACT

The purpose of this work is the study of a bridge with post tension prestressed concrete beam, with an initial length of 692 ml with a width of 14.20 m , the deck rests on 17 piers and 2 abutments, This study is done using the regulations used in Algeria such as BAEL91, RCPR2008, RPOA2008.

The work to be carried out involves the study of the superstructure and the infrastructure, including the calculation of the prestressing, the seismic study and the dimensioning of the different structural elements.

The study of the deck is carried out using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, the forces acting on the piles were determined using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, all of which introduced the response spectra of the construction site.

As for the plans, they are carried out

Keywords: prestressed concrete, curved bridge, post-tensioning, segmental bridge, spectrum.

LISTE DES ABREVIATIONS

BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CP : Charges permanente
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
 E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
 E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
 f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
 f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
 f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
 f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSP : Voussoir sur Pile.
 σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
 σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
 σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_s : Contrainte limite de l'acier.
 σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 ΔT : Variation uniforme de la température
 $\Delta \theta$: Gradient thermique.
 ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I	GENERALITES SUR PONT.
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. DEFINITION D'UN PONT	2
I.3. LES DIFFERENTS PARTIE D'UN PONT.....	2
I.4. CLASSIFICATION DES PONTS.....	3
I.4.1. Selon le matériau utilisé	3
I.4.2. Selon la nature de la voie portée.....	6
I.4.3. Selon la structure	7
I.4.4. Selon la forme	10
I.4.5. Selon leur mode d'exécution.....	10
CHAPITRE II :	PRESENTATION DU PROJET.
II.1. INTRODUCTION.....	13
II.2. PRESENTATION DU PROJET.....	13
II.2.1. Objectif et situation du Projet	13
II.3. LES DONNEES DE PROJET	14
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	14
II.3.1.1. Tracé en plan	14
II.3.1.2. Profil en long	14
II.3.1.3. Profil en travers	15
II.3.2. Les données naturelles.....	16
II.3.2.1. Géologie	16
II.3.2.2. Sismicité	16
II.3.2.3. Hydrologie.....	16
II.3.2.4. Géotechnique.....	17
II.3.2.5. Climat	18
II.4. CONCLUSION	18
CHAPITRE III :	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT.
III.1. INTRODUCTION.....	19
III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION	19
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES	19
III.4. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	20
III.4.1. Variante 01 : « Pont vousoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place ».....	20
III.4.1.1. Conception longitudinale.....	20
III.4.1.2. Conception transversale	20
III.4.1.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	21
III.4.2. Variante 01 : «Pont a poutre en béton précontraint par poste tension»	22
III.4.1.1. Conception longitudinale.....	22
III.4.1.2. Conception transversale.....	22
III.4.1.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	23
III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS.....	25
III.6. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES.....	27
III.7. CONCLUSION	27
CHAPITRE IV :	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE.
IV.1. INTRODUCTION.....	30
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	30
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	30
IV.3.1. BETON.....	30
IV.3.2. Armatures	30

IV.3.3.	Contraintes admissibles	31
IV.3.3.1.	Béton	31
IV.3.3.2.	Armatures passives	32
IV.3.3.3.	Classe de justification de la précontrainte	32
IV.4.	LES CARACTERISTIQUES DU PONT	32
IV.5.	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	33
IV.5.1.	Charge permanentes CP	33
IV.5.2.	Les compléments de charges permanentes CCP	33
IV.5.3.	Charge routière	34
IV.5.3.1.	Calcul de la charge A(L)	34
IV.5.3.2.	Système de charge B	35
IV.5.3.3.	Charges militaires Mc 120	37
IV.5.3.4.	Convoi exceptionnel D240	37
IV.5.3.4.	Autres surcharges	37
IV.5.4.	Coefficient de majoration dynamique	38
IV.6.	LES COMBINAISONS D' ACTIONS	39
IV.6.1.	Valeurs caractéristiques des actions dues au trafic	39
IV.6.2.	Combinassions de charges	39
IV.7.	MODELISATION	40
IV.8.	RESULTATS	42
IV.9.	CONCLUSION	44

CHAPITRE V :

ETUDE DE LA PRECONTRAITE.

V.1.	INTRODUCTION	45
V.2.	DONNEES DE CALCUL	45
V.3.	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE	45
V.3.1.	Valeur minimale de la précontrainte en service	45
V.3.2.	Détermination du nombre de câble a mi travee	46
V.3.3.	Détermination du nombre de câbles au niveau d'about	46
V.3.4.	Pré-vérification des contraintes	47
V.4.	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAITE	48
V.4.1.	Principe	48
V.4.2.	Détermination du tracé	48
V.5.	CALCUL DES PERTES	51
V.5.1.	Pertes de tension instantanées	51
V.5.1.1.	Pertes par frottement	51
V.5.1.2.	Pertes dues au recul d'ancrage	52
V.5.1.3.	Pertes par déformation instantanée du béton	53
V.5.2.	Pertes différées	54
V.5.2.1.	Pertes par retrait	54
V.5.2.2.	Perte par fluage	54
V.5.2.3.	Perte par relaxation	55
V.5.3.	Pertes totales	55
V.6.	VERIFICATION DES CONTRAINTES	56
V.6.1.	Les sections de vérification	56
V.6.2.	Limitation des contraintes	56
V.6.3.	Caractéristiques nettes des sections	57
V.6.4.	Justifications de la poutre à l'ELS	57
V.6.4.1.	Justification des contraintes normales	57
V.6.4.2.	Armatures des zones tendues	59
V.6.4.3.	Justification des contraintes tangentielles	60
V.6.5.	Justification de la poutre à l'ELU	61
V.6.6.	Justification du béton	62
V.7.	CONCLUSION	63

CHAPITRE VI :	ETUDE DE TABLIER.
VI.1. INTRODUCTION.....	65
VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES	65
VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	66
VI.3.1. Principe de ferrailage	66
VI.3.2. Evaluation des efforts	67
VI.3.3. Ferrailage.....	68
VI.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui).....	68
VI.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure	69
VI.3.3.3. Cadres transversales (effort tranchant).....	69
VI.4. ETUDE DE L'HOURLDIS	69
VI.4.1. Ferrailage.....	70
VI.4.1.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui).....	70
VI.4.1.2. Ferrailages nappe inférieure (mi- travée).....	71
VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES	71
VI.5.1. Armature longitudinale.....	71
VI.5.2. Armature transversale.....	72
VI.6. CONCLUSION	72
CHAPITRE VII :	ETUDE SISMIQUE.
VII.1. INTRODUCTION.....	73
VII.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE.....	73
VII.3. METHODES D'ANALYSE SISMIQUE	73
VII.3.1. Analyse monomodale spectrale.....	73
VII.3.2. La méthode multimodale spectrale.....	74
VII.3.2.1. Modélisation	74
VII.3.2.2. Modes significatifs.....	77
VII.3.2.3. Combinaison des réponses modales.....	77
VII.3.2.4. Modes propres.....	77
VII.3.2.5. Spectre de réponse	80
VII.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES	81
VII.5. JOINT DE CHAUSSEE	81
VII.5.1. Le déplacement maximal de l'ouvrage.....	81
VII.5.2. Sollicitations défavorables.....	82
VII.6. CONCLUSION	83
CHAPITRE VIII :	EQUIPEMENTS DU TABLIER
VIII.1. INTRODUCTION.....	84
VIII.2. APPAREIL D'APPUI	84
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui.....	84
VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis type B	84
VIII.3. DEPLACEMENT DU AU VARIATION LINEAIRE.....	86
VIII.4. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS.....	86
VIII.5. DES D'APPUIS	88
VIII.5.1. Dimensionnement de dés d'appuis	88
VIII.5.2. Ferrailage de dés d'appuis	88
VIII.6. JOINT DE CHAUSSEE	89
VIII.6.1. Joint de chaussée de la culée.....	89
VIII.6.2. Joint de chaussée de la pile	89
VIII.6.3. Type de joint de chaussée choisi.....	89
VIII.7. AUTRES EQUIPEMENTS DU TABLIER.....	90
VIII.8. CONCLUSION	90

CHAPITRE IX : ETUDE D'INFRASTRUCTRE

IX.1. INTRODUCTION..... 91
IX.2. ETUDE DE LA PILE 91
IX.2.1. Conception de la pile 91
IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement..... 92
IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile..... 93
IX.2.3.1. Efforts statiques..... 93
IX.2.4. Ferrailage des éléments de la pile..... 93
IX.2.4.1. Ferrailage de chevêtre 94
IX.2.4.2. Ferrailage des futs 97
IX.2.4.3. Ferrailage de la semelle..... 99
IX.2.4.4. Ferrailage des pieux 100
IX.3. ETUDE DE LA CULEE 102
IX.3.1. Géométrie de la culée 102
IX.3.2. Etude de stabilité de la culée 103
IX.3.3. Combinaisons de charge..... 104
IX.3.4. Etude sismique de la culée..... 104
IX.3.4.1. Evaluation des charges sismique 104
IX.3.4.2. Combinaison d'action 106
IX.3.4.3. Ferrailage de la semelle..... 106
IX.3.5. Ferrailage des éléments de la culée 106
IX.3.5.1. Ferrailage du mur garde grève 107
IX.3.5.2. Dalle de transition 108
IX.3.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition 109
IX.3.5.4. Mur en retour..... 109
IX.3.5.5. Mur frontal 109
IX.3.5.6. Semelle..... 110
IX.3.5.7. Calcul des pieux 111
VIII.4. CONCLUSION 112

CONCLUSION GENERALE..... 113

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	GENERALITES SUR PONT
FIGURE I.1 : LES DIFFERENTES PARTIES DU PONT.	3
FIGURE I.2 : PONT EN BOIS.	3
FIGURE I.3 : PONT EN MAÇONNERIE.....	4
FIGURE I.4 : PONT METALLIQUE.....	4
FIGURE I.5 : PONT EN BETON ARME.....	5
FIGURE I.6 : PONT EN BETON PRECONTRAINT.....	5
FIGURE I.7 : PONT ROUTIER.....	6
FIGURE I.8 : PONT FERROVIAIRE.....	6
FIGURE I.9 : PONT CANAL.....	6
FIGURE I.10 : AQUEDUC.....	7
FIGURE I.11 : PONT EN POUTRE-CAISSON.....	7
FIGURE I.12 : PONT SUSPENDU.....	8
FIGURE I.13 : PONT A HAUBANS.....	9
FIGURE I.14 : PONT DALLE.....	9
FIGURE I.15 : PONT EN ARC.....	9
FIGURE I.16 : LES DIFFERENTES FORMES D'UN PONT.....	10
FIGURE I.17 : SCHEMA DE CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.....	10
FIGURE I.18 : POUSSAGE DU TABLIER.....	11
FIGURE I.19 : CINTRE AUTO-LANCEUR.....	12
FIGURE I.20 : POUTRE PREFABRIQUE.....	12
CHAPITRE II :	PRESENTATION DU PROJET
FIGURE II.1 : LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	13
FIGURE II.2 : LOCALISATION DE LA ZONE DU VIADUC.....	14
FIGURE II.3 : TRACE EN PLAN DE LA VOIE PORTEE.....	14
FIGURE II.4 : PROFIL EN LONG DE LA VOIE PORTEE.....	15
FIGURE II.5 : PROFIL EN TRAVERS DE LA VOIE PORTEE.....	15
FIGURE II.6 : CARTE GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE ETUDIEE.....	16
FIGURE II.7 : CARTE HYDROGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	16
CHAPITRE III :	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
FIGURE III.1 : SCHEMA DE DOMAINE D'EMPLOI SELON LA PORTEE PRINCIPALE.....	19
FIGURE III.2 : MORPHOLOGIE DU TABLIER D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT.....	22
CHAPITRE IV :	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES
FIGURE IV.1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P.....	32
FIGURE IV.2 : SYSTEME DE CHARGE BC.....	36
FIGURE IV.3 : SYSTEME DE CHARGE BT.....	36
FIGURE IV.4 : SYSTEME DE CHARGE Mc 120.....	37
FIGURE IV.5 : SYSTEME DE CHARGE D240.....	37
FIGURE IV.6 : MODELE DE LA POUTRE SEULE.....	41
FIGURE IV.7 : MODELE FINALE DU TABLIER.....	41

FIGURE IV.8 : DIAGRAMME DU MOMENT MAX EN COMBINAISON A ELS.....	42
FIGURE IV.9 : DIAGRAMME DU MOMENT MAX EN COMBINAISON A ELU.	42
FIGURE IV.10 : DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT MAX EN COMBINAISON A ELS..	43
FIGURE IV.11 : DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT MAX EN COMBINAISON A ELU.....	43
FIGURE IV.12 : DIAGRAMME DU MOMENT MAX DE L POUTRE LA PLUS SOLLICITEE EN COMBINAISON A ELS.....	44

CHAPITRE V : ETUDE DE PRECONTRAINT

FIGURE V.1 : GEOMETRIE DES CABLES.	48
FIGURE V.2 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAINT.	49
FIGURE V.3 : DIMENSIONS ET DISPOSITIONS DES PLAQUES D'ANCRAGE.....	49
FIGURE V.4 : L'ANGLE DE DEVIATION DES CABLES.....	50
FIGURE V.5 : FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION..	52
FIGURE V.6 : LES SECTIONS DE VERIFICATION.	56
FIGURE V.7 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES A MI TRAVEE.	60

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

FIGURE VI.1 : FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A POIDS PROPRE.....	65
FIGURE VI.2 : CONTRE FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A LA MISE EN TENSION DE LA PRECONTRAINT.	65
FIGURE VI.3: FLECHE MAX DE LA POUTRE A ELS.....	66
FIGURE VI.4 : POSITIONS DES VERINS.	67
FIGURE VI.5 : MODELISATION DE L'ENTRETOISE.	67
FIGURE VI.6 : DIAGRAMME DE MOMENT POUR L'ENTRETOISE.	68
FIGURE VI.7 : DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT POUR L'ENTRETOISE..	68
FIGURE VI.8 : FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.	69
FIGURE VI.9 : MOMENT MAX- DALLE.	70
FIGURE VI.10 : FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	71
FIGURE VI.11 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	72

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

FIGURE VII.1 : MODELE DE CALCULE 3D.....	75
FIGURE VII.2 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT NORMAL.	76
FIGURE VII.3 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT HORIZONTAL.	76
FIGURE VII.4 : DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN MOMENT D'AXE HORIZONTAL.	76
FIGURE VII.5 : MODELE DE CALCUL MULTIMODAL.....	77
FIGURE VII.6 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE HORIZONTALE.....	80
FIGURE VII.7 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE VERTICALE.....	81
FIGURE VII.8 : DEPLACEMENT DE L'OUVRAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL.	82
FIGURE VII.9 : LES SOLLICITATIONS POUR CHAQUE FUT DE LA PILE 13 DANS LE SENS LONGITUDINAL.	82
FIGURE VII.10 : LES SOLLICITATIONS DE CHAQUE FUT DE LA PILE 13 DANS LE SENS TRANSVERSAL.	83

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DE TABLIER

FIGURE VIII.1 : APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE TYPE B (PHOTOS GUIDE SETRA).....	84
----------------------------------------------------------------------------------------	----

CHAPITRE IX : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

FIGURE IX.1 : FORME ET DIMENSIONS DES PILES.	92
---------------------------------------------------	----

FIGURE IX.2 : MODELE DE CALCUL	94
FIGURE IX.3 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON $G+1.2A(L)+ST$	94
FIGURE IX.4 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON $1.35G+1.6(A(L)+ST)$	95
FIGURE IX.5 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON $1.35G+1.6(A(L)+ST)$	95
FIGURE IX.6 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON $1.35G+1.6(A(L)+ST)$	95
FIGURE IX.7 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE (COUPE TRANSVERSALE).....	97
FIGURE IX.8 : FERRAILLAGE DES FUTS.	98
FIGURE IX.9 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	101
FIGURE IX.10 : FERRAILLAGE DU PIEU.....	101
FIGURE IX.11 : LES DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	103
FIGURE IX.12 : FERRAILLAGE DE LA CULEE.....	112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITES SUR PONT

TABLEAU I.1 : LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA METHODE D'ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS	11
--------------------------------------------------------------------------------------------------	----

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU III.1 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DES VOUSOIRS..	21
TABLEAU III.2 : TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DES PILES..	21
TABLEAU III.3 : TABLEAU RECAPITULATIF DU PRE-DIMENSIONNEMENT DES CULEES	22
TABLEAU III.4 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	23
TABLEAU III.5 : TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DES PILES.....	24
TABLEAU III.6 : TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DE CULEES REMBLAYEES.	24
TABLEAU III.7 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE 1.....	25
TABLEAU III.8 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE 2.....	26
TABLEAU III.9 : ANALYSE DES VARIANTES.....	27

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES DU BETON.....	30
TABLEAU IV.2 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DU BETON.	31
TABLEAU IV.3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.....	32
TABLEAU IV.4 : CATEGORIES DES PONTS.....	32
TABLEAU IV.5 : LES CHARGES PERMANENTES CP.....	33
TABLEAU IV.6 : LES CHARGES PERMANENTES CCP.....	34
TABLEAU IV.7 : VALEURS DE COEFFICIENTS A1.....	34
TABLEAU IV.8 : VALEURS DE V0.....	35
TABLEAU IV.9 : CALCUL DE A (L) DISTRIBUE SUR UN CERTAIN NOMBRE DE VOIES.....	35
TABLEAU IV.10 : VALEURS DE COEFFICIENT BC.....	35
TABLEAU IV.11 : ES VALEURS DES CHARGES DU SYSTEME BC.....	36
TABLEAU IV.12 : VALEURS DE COEFFICIENT BT.....	36
TABLEAU IV.13 : LES VALEURS DES CHARGES DU SYSTEME BT.....	37
TABLEAU IV.14 : SYSTEME DE CHARGE.....	38
TABLEAU IV.15 : TABLEAU DES COEFFICIENTS DES ACTIONS DUES AU TRAFIC.....	39
TABLEAU IV.16 : COMBINAISONS D'ACTION	39

CHAPITRE V : ETUDE DE PRECONTRAINTES

TABLEAU V.1 : DONNEES DE DIMENSIONNEMENTS DE LA PRECONTRAINTES	45
TABLEAU V.2 : CALCUL DE P _{MIN}	46
TABLEAU V.3 : DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE.....	46
TABLEAU V.4 : CARACTERISTIQUES DE CHAQUE VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	47
TABLEAU V.5 : RESULTATS DE VERIFICATIONS DES CONTRAINTES.....	48
TABLEAU V.6 : TRACE DES CABLES.	50
TABLEAU V.7 : CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES.....	51
TABLEAU V.8 : VALEURS DES PERTES DUES AUX FROTTEMENTS.....	52
TABLEAU V.9 : VALEURS DES PERTES DUES AU RECU A L'ANCRAGE.....	53
TABLEAU V.10 : VALEURS DES PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON.....	54
TABLEAU V.11 : VALEUR DES PERTES PAR FLUAGE.....	55
TABLEAU V.12 : PERTES PAR RELAXATION.....	55
TABLEAU V.13 : PERTES TOTALES.....	55

TABLEAU V.14 : LIMITATION DES CONTRAINTES.....	56
TABLEAU V.15 : CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS.....	57
TABLEAU V.16 : CARACTERISTIQUES DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION.....	57
TABLEAU V.17 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES PHASES 1 ET 2.....	58
TABLEAU V.18 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES PHASES 3 ET 4.....	59
TABLEAU V.19 : EFFORT DE PRECONTRAINTE.....	61
TABLEAU V.20 : CONTRAINTE TANGENTIELLE « T ».....	61
TABLEAU V.21 : DETERMINATION L'ANGLE BU.....	62

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

TABLEAU VII.1 : LES CARACTERISTIQUES RELATIVES A L'EFFORT SISMIQUE.....	73
TABLEAU VII.2 : CALCUL DES MASSES DES PILES.....	74
TABLEAU VII.3 : LES ETAPES DE LA MODELISATION.....	75
TABLEAU VII.4 : VALEURS DES PERIODES ET PARTICIPATIONS MASSIQUE DES 8 PREMIERS MODES.....	77

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DE TABLIER

TABLEAU VIII.1 : DIMENSIONS DE L'APPAREIL D'APPUI.....	86
TABLEAU VIII.2 : MODELE DES JOINT JEP.....	89
TABLEAU VIII.3 : GAMMES DES JOINTS CIPEC.....	90

CHAPITRE IX : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

TABLEAU IX.1 : HAUTEURS DES PILES.....	91
TABLEAU IX.2 : GEOMETRIE DE LA PILE.....	92
TABLEAU IX.3 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT DES PILES LES PILES HAUTES.....	93
TABLEAU IX.4 : EVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DE LA PILE (13) LA PLUS SOLLICITEE.....	93
TABLEAU IX.5 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE.....	96
TABLEAU IX.6 : LES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES.....	98
TABLEAU IX.7 LES DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	102
TABLEAU IX.8 : EVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DE LA CULEE.....	103
TABLEAU IX.9 : EVALUATIONS DES EFFORTS DUS AU TABLIER.....	104
TABLEAU IX.10 : COMBINAISONS DES EFFORTS.....	104
TABLEAU IX.11 : EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE.....	105
TABLEAU IX.12 COMBINAISON DES CHARGES SISMIQUE.....	106
TABLEAU IX.13 : EVALUATION DES EFFORTS DE LA DALLE DE TRANSITION.....	108
TABLEAU IX.14 : LES REACTIONS MAX DES PIEUX.....	110



INTRODUCTION.

INTRODUCTION GENERALE

La forte augmentation démographique ainsi que le développement socio-économique de la région Nord-Ouest de l'Algérie ont provoqué une augmentation de la circulation routière et la nécessité de nouveaux aménagements sur le territoire de la ville d'Oran.

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts telle que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,...) ou une autre voie de circulation.

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

L'étude doit également être complète, pointue, détaillée et non contradictoire, non seulement pour pouvoir dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible.

D'abord, il est intéressant de mentionner les caractéristiques de la route portée par ce viaduc c'est une liaison autoroutière de 2x3 voies, qui relie les points kilométriques PK : 5+994.800 et 6+688.42, d'une longueur initiale de 692 m situés à Oran, qui a été réalisé par « ENGOA » et la société turque « MAYKOL » et suivie par le bureau d'études « YOKSEL PROJE ».

Ce présent mémoire, fait l'objet de notre projet de fin d'études, est divisé en six parties principales :

- La première est une initiation à la recherche des généralités sur les ponts
- La deuxième partie consiste à présenter l'ouvrage et proposer des variantes de conception.
- Après avoir retenu une variante, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges.
- La pénultième partie a été focalisée en l'étude de la précontrainte et l'étude de tablier.
- Un autre difficile axe concerne l'étude sismique et le dimensionnement des équipements.
- Et en dernier on entame l'étude de l'infrastructure et on conclut notre travail.



CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1. INTRODUCTION

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

I.2. DEFINITION D'UN PONT

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

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

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

On peut distinguer les différents types d'ouvrages suivants :

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

I.3. LES DIFFERENTS PARTIE D'UN PONT

Un pont se compose de :

Partie superstructure :

- Le tablier : élément résistant portant la voie

Partie infrastructure :

- Les appuis : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.)

Les appuis peuvent reposer sur des fondations :

Superficielles — Semi-profondes (gros béton) — Profondes (pieux ou barrettes)

- Les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont

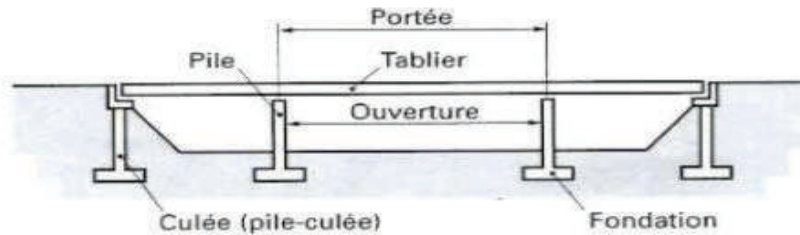


Figure I.1 : Les différentes parties du pont.

I.4. CLASSIFICATION DES PONTS

On peut classer les ponts selon :

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

I.4.1. Selon le matériau utilisé

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



Figure I.2 : Pont en bois.

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

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

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



Figure I.3 : Pont en maçonnerie.

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

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



Figure I.4 : Pont métallique.

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

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



Figure I.5 : Pont en béton arme.

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

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



Figure I.6 : Pont en béton précontrainte.

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

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

- Précontrainte par pré tension : Les torons, disposés dans le coffrage aux emplacements voulus, sont préalablement tendus, c'est-à-dire avant le coulage du béton. Le béton est ensuite coulé dans les coffrages. Une fois durci et suffisamment résistant, on coupe les torons à l'extrémité des poutres, et, par adhérence, les torons sollicitent le béton en compression. Cette méthode est utilisée en usine de préfabrication.

I.4.2. Selon la nature de la voie portée

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



Figure I.7 : Pont routier.

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



Figure I.8 : Pont ferroviaire.

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



Figure I.9: Pont canal.

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



Figure I.10: Aqueduc.

I.4.3. Selon la structure

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

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

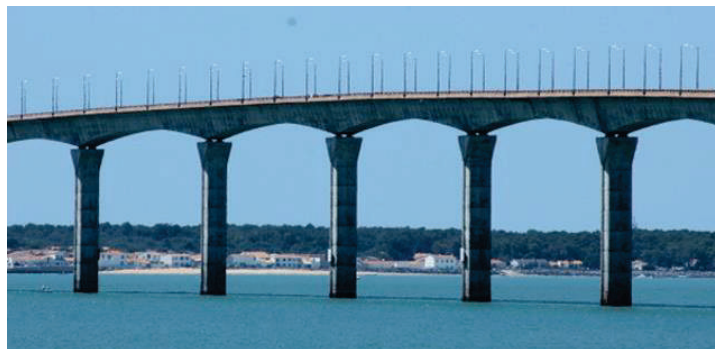


Figure I.11: Pont en poutre-caisson.

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

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

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



Figure I.12: Pont suspendu.

PONT A HAUBANS : un pont où le tablier est suspendu par des câbles issus de pylônes. Les matériaux utilisés sont identiques au pont suspendu et ont les mêmes contraintes mécaniques.

Contrairement aux ponts suspendus, qui tiennent grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives, les ponts à haubans tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont. Il constitue une avancée par rapport au pont suspendu sur les sols meubles, mais cependant limitée par la portée moindre du pont à haubans.

Les ponts à haubans ont effectivement de moins grandes portées que les ponts suspendus car les piliers où sont rattachés les haubans doivent être élevés, et par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation, ce qui fait que les très grandes portées ne vont pas au-delà de 900 m, bien que les experts considèrent qu'il serait possible de construire des ouvrages à haubans jusqu'à 1 500 m de portée.

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



Figure I.13: Pont à haubans.

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



Figure I.14: Pont dalle.

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

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

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

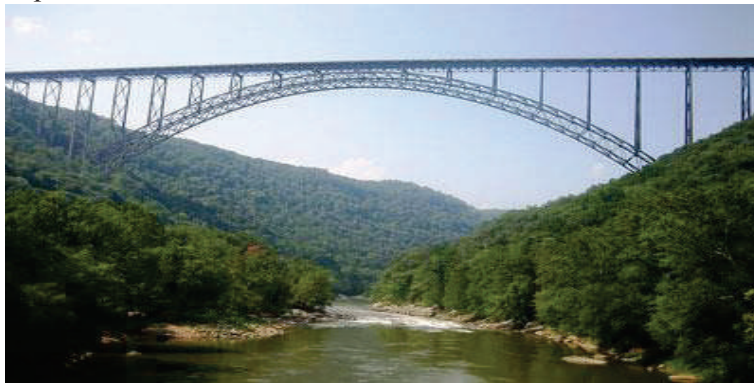


Figure I.15: Pont en arc.

I.4.4. Selon la forme

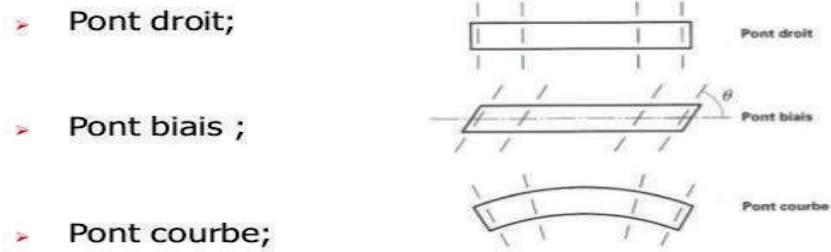


Figure I.16: Les différentes formes d'un pont.

I.4.5. Selon leur mode d'exécution

Pont réalisé par :

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

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

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

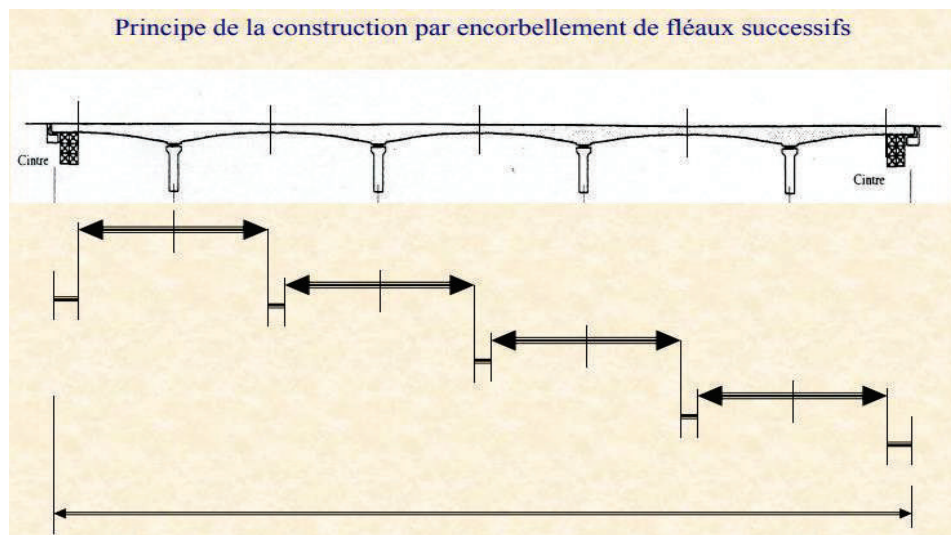


Figure I.17: schéma de construction par encorbellement successif.

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

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

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

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

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

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

Le tablier peut être une dalle, une dalle nervurée ou un caisson.



Figure I.18: Poussage du tablier.

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

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



Figure I.19: Cintre auto-lanceur.

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

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

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

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



Figure I.20 : Poutre préfabriquée.



CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, influents sur sa conception, ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK05+994.800 et le PK06+688.423 d'une longueur initiale de 692 m, de la ligne routière reliant le pont d'Oran à L'autoroute Est Ouest. Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de la ville d'Oran, il permet de franchir des reliefs difficile et donnée une conformité du tracé routière

VIADUC GAUCHE :

- Sens : Vers le port d'Oran.
- Largeur de tablier : 14.00 m.
- La pente : 6 %.

VIADUC DROITE :

- Sens : Vers Canastel.
- Largeur de tablier : 14.00 m.
- La pente : 6 %.



Figure II.1 : Localisation de la zone d'étude.

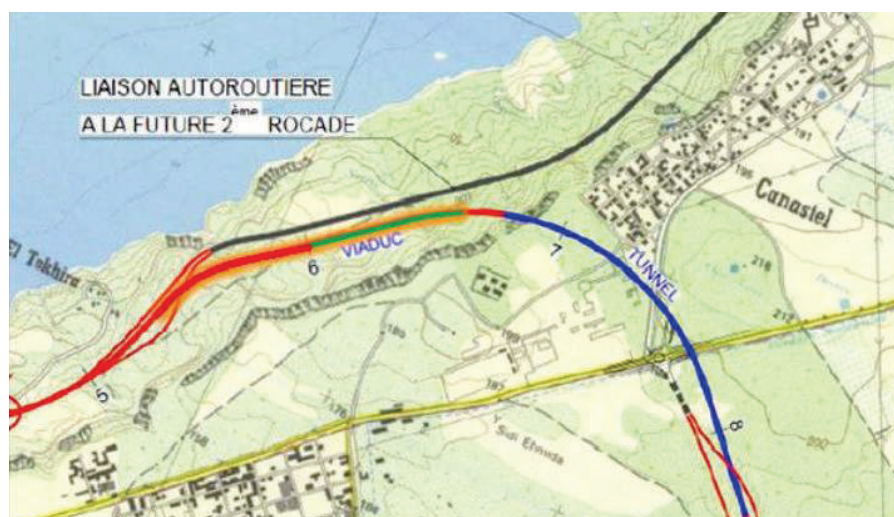


Figure II.2 : Localisation de la zone du viaduc.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la projection de l'axe de la route sur un plan horizontal, notre ouvrage en plan est droit légèrement courbé de longueur totale 692 m.

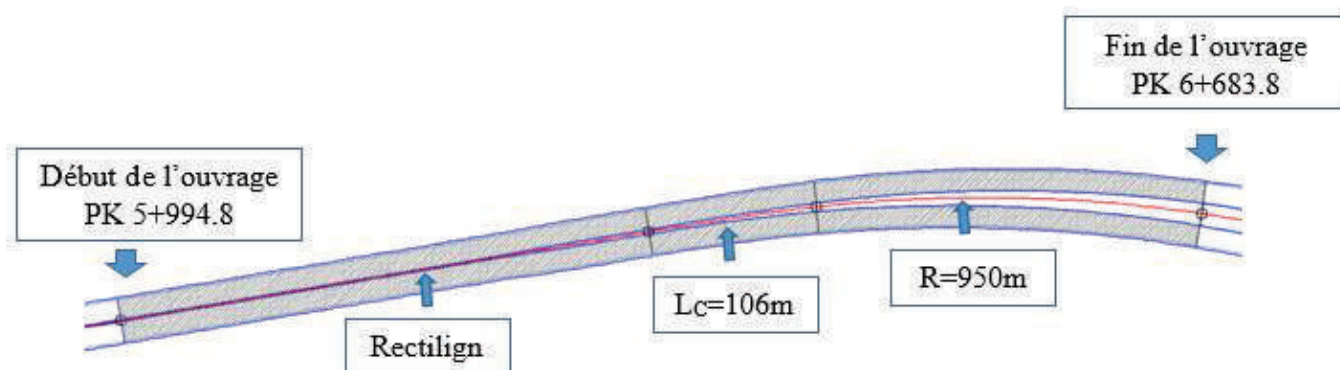


Figure II.3 : Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long



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

II.3.1.3. Profil en travers

Il 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 modifier (par exemple, l'élargissement) une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

- Largeur de la chaussée : 12 m.
- Nombre de voies de circulations : 3 voies.
- Le divers : 2.5 % (unique).

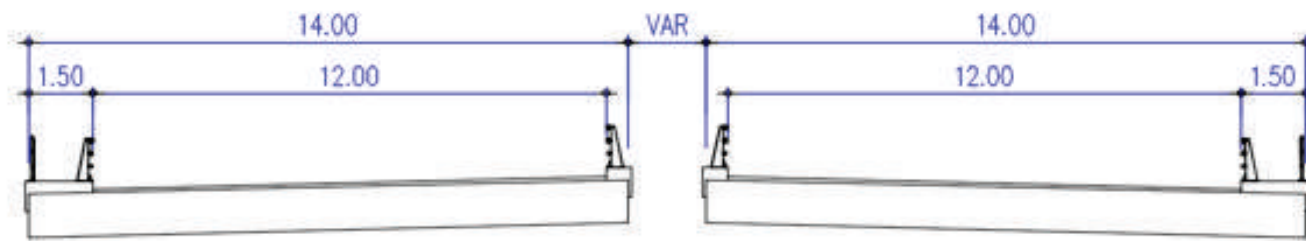


Figure II.5 : Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Géologie



Figure II.6 : Carte géologique de la zone étudiée.

D'après la carte géologique c'est un terrain sédimentaire composé essentiellement de marne, au-dessus des quelles on retrouve, des calcaires et des grès poreux d'âge Pléistocène (Formations rocheuses d'âge Mio–Pliocène) et on observe fréquemment dans la zone d'étude les grès et des grès–marneux (disposés en alternance). La région de Canastel est caractérisée par des hautes falaises constituées de grès–calcaire avec des alternances de marne en position horizontale à subhorizontale d'âge Pliocène. Ces formations sont observées à la fois sous forme massive et vacuolaire. D'autre part, les dépôts récents, sont représentés par des sables siliceux et du gravier recouverts de terre végétale.

II.3.2.2. Sismicité (Selon le RPOA)

D'après le découpage sismique Algérien, notre région d'étude se situant dans la Wilaya d'Oran appartient à la zone IIa, classée de sismicité moyenne

II.3.2.3. Hydrologie

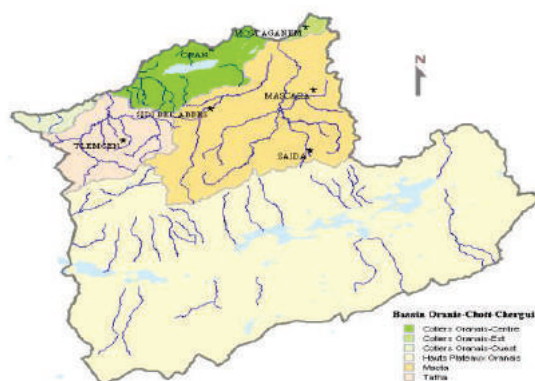


Figure II.7 : Carte hydrographique de la zone d'étude.

La zone d'étude appartient au bassin côtier oranais de la région d'Oranie-Chott-Chergui, La pluviométrie moyenne de la région Oranie-Chott-Chergui est évaluée à 318 mm ce qui est traduit par un volume d'eau précipitée de 24.600 millions de m³ ; quant aux écoulements annuels en eau de surface, ils sont estimés à environ à 971 millions de m³ (ANRH, 1999).

Le substratum de cette plaine est constitué par les marnes du Miocène considérées imperméables. Ce substratum a été atteint par des forages à des profondeurs variant entre 20 à 120 mètres

II.3.2.4. Géotechniques

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité. Qu'il faut nécessairement respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. Ne sont jamais connues de façon parfaite et complète. En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis

- ❖ Dans notre projet on a réalisé 19 sondages carottés avec une profondeur totale de 800 mètres

Les sondages carottés ont été réalisés à chaque pile du viaduc avec des sondages pressiométriques qui ont été proposés pour comparer et justifier les paramètres obtenus par ces pressiomètres et ceux obtenus à partir des essais de laboratoire. Tous les sondages ont été réalisés en respectant 15,00 mètres de forage dans la formation marneuse, Et des essais de SPT ont été effectués à chaque intervalle de 1.50 mètre en particulier dans les unités de grès sableux et chaque 3,00 mètres dans les formations marneuses

- **Essai in situ** : Afin de déterminer les propriétés in-situ des unités recoupées par les sondages, des essais in-situ ont été réalisés et ils comprennent :
 - Essai de Pénétration Standard (SPT) (NF P94-116)
 - Essai au Pressiomètre (PR) (NF P 94-110-1)
- **Essais de Laboratoires** : Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, ces essais comprennent ;
 - Teneur en eau naturelle (NF P 18.554, NF P 18.555)
 - Densité (NF P 94-053)
 - Limites d'Atterberg (limite de liquidité, la limite plastique indice de plasticité) (NF P 94- 051),
 - Analyse granulométrique et sédimento-métrique (NF P 18.560)
 - VBS, (NF P 94-068)
 - Analyse chimique (NF EN 1367-2)Et sur les échantillons de carottes :

- Essai de Compression uniaxiale (NF P 94-420)
- Module d'élasticité (NF P 94-422)
- Coefficient de Poisson
- Essai de Cisaillement rectiligne UU, (NF P 94-071-1)

Les résultats sont donnés à l'**Annexe A**

II.3.2.5. Climat

L'Oran se trouve à 81m d'altitude Le climat de Oran est dit tempéré chaud. ... Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. La température moyenne annuelle est de 18.4 °C °C à Oran. Il tombe en moyenne 378 mm de pluie par an.

L'action du vent est fixée par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de notre projet fin d'études, sa situation géographique, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».



**CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-
DIMENSIONNEMENT**

III.1. INTRODUCTION

A travers ce chapitre nous présentons le travail réalisé pour la conception de notre pont. La conception des ponts est la partie la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont car c'est la phase qui permet de déterminer le type d'ouvrage qui va offrir la solution la plus économique, la plus durable que possible et aussi capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

On prend en considération les éléments principaux suivants :

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

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES

Le critère principal permettant de choisir entre les différents types de ponts est la portée principale, sachant que chaque type d'entre eux a un domaine d'emploi convenu, bien défini dans les guides de conception. La figure ci-dessous montre un schéma explicatif du domaine d'emploi.

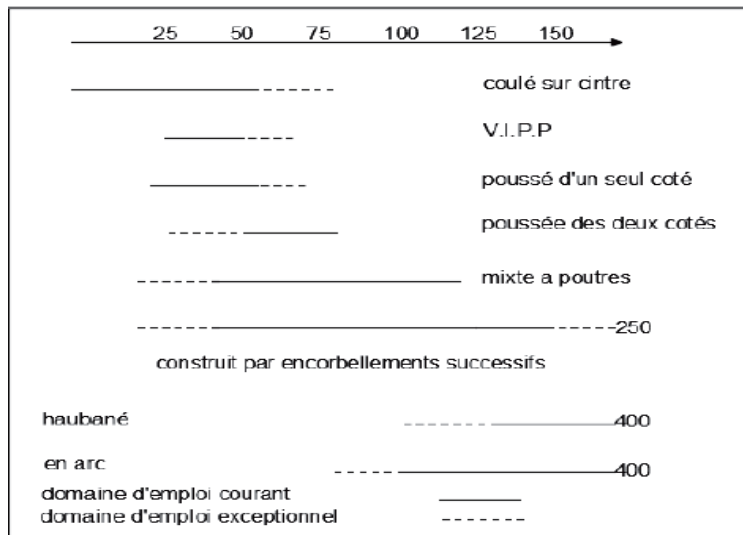


Figure III.1 : Schéma de domaine d'emploi selon la portée principale.

Cette classification nous permet d'éliminer :

- Les types d'ouvrage de petite à moyenne portée seront éliminés afin de réduire le nombre d'appuis (à cause du terrain accidenté).
- Les ponts en arc seront aussi éliminer car ils ne sont envisageables que s'ils peuvent s'appuyer contre un massif rocheux.
- Les ponts à haubans et suspendus sont des ouvrages exceptionnels.

- Vu que notre ouvrage est à côté de la mer un climat très agressif pour l'acier nous allons éliminer les ponts mixtes.

Donc, on limite notre choix sur deux variantes :

- **Variante N°1 : Pont voussoirs en béton précontraint (encorbellements successifs préfabriqués).**
- **Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontraint (poste tension).**

III.4. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.4.1 Variante 1 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Il s'agit d'un pont dans lequel les poutres principales comportent des poutres en forme de voussoir

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. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m. Le tablier le plus économique est en général de hauteur constante

➤ **Découpage des voussoirs :**

Il dépend des moyens du transport. On prend 2.40 m pour les voussoirs courants et 2.00 m pour le voussoir sur pile.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 296$

- 11 voussoirs sur pile.
- 13 voussoirs de clavage.
- 270 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur culée.

III.4.1.1. Conception longitudinale

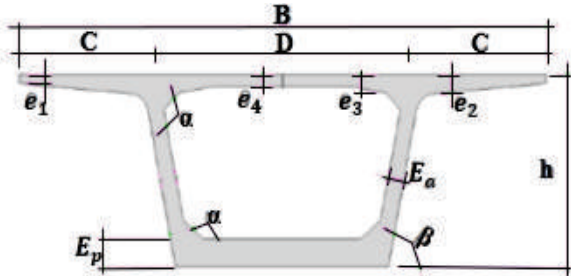
On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs en béton précontraint composé de 11 travées principales de 56 m de longueur et deux travées de rives de 37 m de longueur. ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 692 m.

III.4.1.2. Conception transversale

➤ **Pré-dimensionnement de la section transversale :**

Nous examinons dans ce paragraphe, en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs 2003). Le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. Alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Eléments	Ration usuel	Valeur	Notations
Hauteur	$L/25 < h < L/20$	280 cm	
Largeur	B	1 400 cm	
C	B/4	350 cm	
D	B - 2C	700 cm	
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm	
e ₂	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	30 cm	
e ₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1.5 e_4$	30 cm	
E _a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	40 cm	
E _p	$E_p \geq (18 \text{ cm} \cdot 3\phi \cdot e_a/3)$	75 cm	
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°	
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°	

III.4.1.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

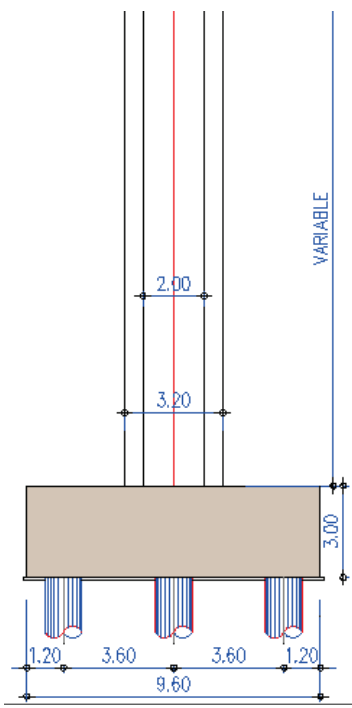
Elements	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	3.20	
	Longueur	6.90	
	Hauteur	$H_{P1} = 29.53 / H_{P7} = 25.04$ $H_{P2} = 33.39 / H_{P8} = 19.55$ $H_{P3} = 36.75 / H_{P9} = 35.46$ $H_{P4} = 39.61 / H_{P10} = 39.27$ $H_{P5} = 36.33 / H_{P11} = 26.63$ $H_{P6} = 31.83 / H_{P12} = 17.68$	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	3.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	12	
	Profondeur	25.00	
	Entraxe	3.60/3.60	

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 20.80$ $H_{C2} = 10.40$	
	Longueur	14.00	
	Épaisseur	2.50	
Mur en retour	Épaisseur	1.50	
Mur garde grève	Hauteur	2.70	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	13.20	
	Longueur	14.20	
	Hauteur	3.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	16	
	Profondeur	25.00	
	Entraxe	3.93/3.60	

III.4.2 Variante 2 : « Pont a poutre en béton précontraint par poste tension »

Le pont à poutres précontraintes par post tension est parmi les types de pont les plus utilisés dans le domaine des ouvrages d'art pour leur facilité d'exécution tension et sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 30 et 50 m.

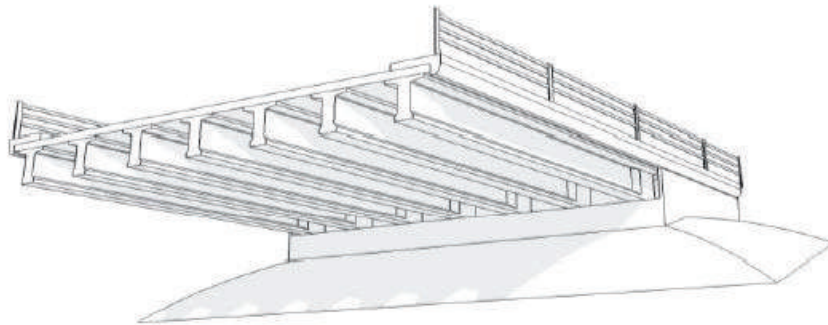


Figure III.2 : Morphologie du tablier d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.4.2.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 18 travées équidistantes d'une longueur de 38.25 m. donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 696 m pour le tablier droite et une longueur égale à 689 m pour le tablier gauche.

III.4.2.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Dans le cas d'une travée entre 30 m et 50 m. la superstructure sera pré-dimensionnée comme suit :

Tableau III.4 : Récapitulation du pré-dimensionnement des poutres.

Eléments	Formule	Valeur (cm)
Largeur totale du tablier	-	1 400
Longueur de la poutre	-	3 825
Elaancement de la poutre	$L/20 \leq H \leq L/17$	200
Epaisseur de la dalle	$20 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$	25
Entraxe des poutres	$1.5 \text{ m} < \lambda < 2.5 \text{ m}$	160
Nombre des poutres	$N = La/\lambda + 1$	9 Poutres
Largeur de la table de compression	$b > 0.6 H_p$ (assurer la stabilité au déversement)	120
Epaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} < e_1$	15
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	1/10
Gousset inférieur/supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Largeur des talons	$60 \text{ cm} < L_t < 90 \text{ cm}$	60
Hauteur des talons	$10 \text{ cm} < E_t < 20 \text{ cm}$	20
Epaisseur de l'âme b_0 a mi- travée	$E_a\text{-mitravée} \geq 14 + \Phi$. avec $\Phi = 8 \text{ cm}$ (diamètre de la gaine de précontrainte)	25
Epaisseur de l'âme en zone d'about	$b_0 = \text{Largeur du talon } L_t$	60
Epaisseur de l'entretoise d'about	$25 \text{ cm} < E_c < 30 \text{ cm}$	30
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.55$	145

III.4.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Conception des piles/culées :

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

La conception de l'infrastructure est en fonction de :

- Mode de construction du tablier (la liaison pile-tablier) et mode d'exécution des fondations.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir et la nature de sol support.

III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX TABLIERS

Tableau III.7 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

VARIANTE N°01 : « Pont voussoirs »					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	8 800.00	60 000.00	528 000 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	26 400.00	2 500.00	66 000 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	352.00	45 000.00	15 840 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	352.00	25 000.00	8 800 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	10.00	4 000 000.00	40 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					658 640 000.00
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	400.00	10 500.00	4 200 000.00
2/2	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition)	M3	11 400.00	15 000.00	171 000 000.00
2/3	Béton RN 27 pour piles	M3	10 240.00	16 000.00	163 840 000.00
2/4	Béton RN 27 pour culées	M3	3 600.00	16 000.00	57 600 000.00
2/5	Béton RN 40 pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	M3	12 300.00	37 000.00	455 100 000.00
TOTAL (Poste 2)					851 740 000.00
Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E40 A pour infrastructure	T	3 340.00	135 000.00	450 900 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E40 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	4 920.00	135 000.00	664 200 000.00
3/3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	984.00	490 000.00	482 160 000.00
TOTAL (Poste 3)					1 597 260 000.00
TOTAL HORS TAXES				3 107 640 000.00	
T V A 19 %				590 451 600.00	
TOTAL EN TTC				3 698 091 600.00	

Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

VARIANTE N°02 : « Pont à poutre »					
N°	Désignation des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	11 800.00	60 000.00	708 000 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	35 400.00	2 500.00	88 500 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	472.00	40 000.00	18 880 000.00
1/4	Recepape des pieux	U	472.00	24 000.00	11 328 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	8.00	4000 000.00	32 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					858 708 000.00
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	530.00	10 500.00	5 565 000.00
2/2	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées)	M3	15 200.00	15 000.00	228 000 000.00
2/3	Béton RN 27 pour piles	M3	18 400.00	16 000.00	294 400 000.00
2/4	Béton RN 27 pour culées	M3	3 520.00	16 000.00	56 320 000.00
2/5	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	15 540.00	18 000.00	279 720 000.00
TOTAL (Poste 2)					864 005 000.00
Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	4 960.00	125 000.00	620 000 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	2 720.00	125 000.00	340 000 000.00
3/3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	262.00	460 000.00	120 520 000.00
TOTAL (Poste 3)					1 080 520 000.00
TOTAL HORS TAXES				2 803 233 000.00	
T V A 19 %				532 614 270.00	
TOTAL EN TTC				3 335 847 270.00	

III.6. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES


Tableau III.9 : Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°01 : Pont voussoirs.	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue. et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
Variante N° 02 : Pont a poutre en béton précontraint.	<p>1-Facilité et rapidité de l'étude et l'exécution.</p> <p>2-Maitrise de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Un mode de construction permettant d'éviter l'utilisation des cintres et d'échafaudage.</p> <p>4- Bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>5- Insensible au tassement différentiel grâce à son sa conception isostatique.</p>	<p>1-Adaptation difficile aux franchissements biais ou courbes.</p> <p>2-Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.</p> <p>3-La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.</p>

III.7. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement des deux variantes et l'analyse mulietières de celles-ci nous ont orientés vers la solution la plus avantageuse économiquement : **la variante 02.**

Variante N° 02 : pont à poutres en béton précontraint par post-tension. Qui fera. Désormais. L'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.



**CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET
SURCHARGES**

IV.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre.

Au présent de ce chapitre, on va présenter les charges et les hypothèses de calcul définis par les normes et les règlements applicables dans le domaine des ouvrages d'art, afin d'assurer le fonctionnement du pont sous l'effet de différentes actions (naturel, fonctionnel) de telle sorte doit être capable de résister tout le long de sa durée de service et en phase de construction.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement l'ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

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

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX

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

IV.3.1. Le béton

Tableau IV.1: Caractéristiques du béton.

Béton	f_{c28}	f_{t28}
Superstructure	35	2.70
Infrastructure	27	2.22

A noté que pendant tout ce qui va suivre on prendra la densité du béton : $\rho_{\text{Béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$.

IV.3.2. Les armatures

➤ Armatures passives :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500.

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Modules de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$.

- Poids volumique : $v = 78.5 \text{ kN/m}^3$.

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendantes sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

➤ **Armatures de précontrainte :**

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **T15 TBR** (très basse relaxation), classe **1 860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 860 \text{ MPa}$.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 670 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000 \text{ MPa}$.
- Section droite d'un toron : $A_p \text{ 1toron} = 140 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\Phi = 80 \text{ mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$.

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

➤ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)}.$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}.$$

Tableau IV.2: Contraintes admissibles à la compression du béton.

Etat	Contraintes limites		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		21.00	16.20

➤ **Déformation longitudinale du béton :**

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

- Module de déformation instantanée du béton < 24h :

$$E_{ij} = 11\ 000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée :

$$E_{ij} = 3\ 700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

IV.3.3.2. Armatures passives

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	/ Pas de limitation		
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.5 \times f_c; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\} n = 1.6$	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4 \times f_c; 88 \sqrt{n \times f_{tj}}\} n = 1.6$	200	200

IV.3.3.3. Classe de justification de la précontrainte

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

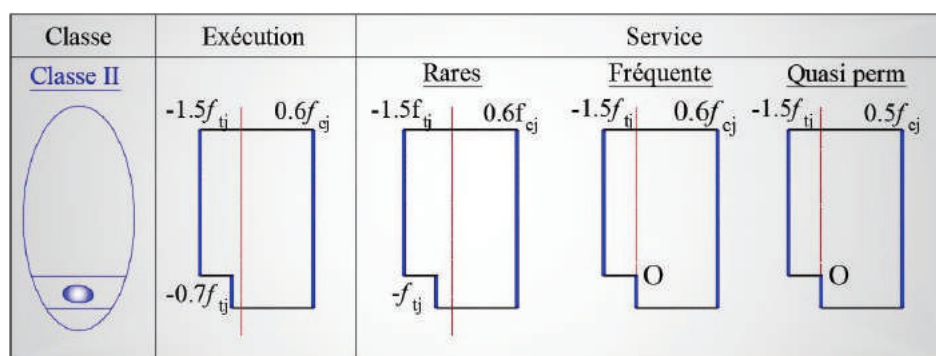


Figure IV.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. LES CARACTERISTIQUES DU PONT

Les ponts routés sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

Tableau IV.4 : Catégories des ponts.

Classe	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$7 \text{ m} \geq L_r \geq 5.5 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5.5 \text{ m}$

- Largeur roulable L_r : La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.
- Largeur chargeable L_c : Elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

Pour notre projet : $L_r = 12 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$, donc notre pont est dans la catégorie de **première classe**.

Largeur roulable	12 m
Largeur chargeable	11 m
Nombre de voies	3
Largeur d'une voie	3.67

IV.5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

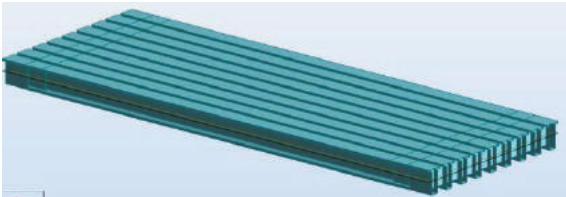
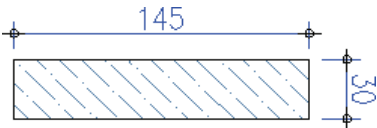
Les actions agissantes sur l'ouvrage en phase de service sont les suivantes :

- Les charges permanentes (CP + CCP).
- Les charges routières.
- Autres surcharges.

IV.5.1. Charge permanentes CP

Les charge permanente concerne le poids des poutres et de la dalle ainsi de l'entretoise

Tableau IV.5 : Les charges permanentes CP.

Elément	Schéma	Valeur (KN)
Poutres		797/poutre
Dalle		3 346.88
Entretoise		160.80
	Somme	10 680.70
	CP (KN/ml)	279.23

IV.5.2. Les compléments de charges permanentes CCP

Les compléments des charges permanentes sont l'ensemble des charges du revêtement, des trottoirs, des corniches, des gardes corps et des glissières de sécurité.

Le tableau (IV.6) présente les résultats de CCP.

Tableau IV.6 : Les charges permanentes CCP.

Elément	Valeur (KN)
Poids trottoirs + corniches	372.938
Poids du revêtement	918.000
Poids des glissières et du garde-corps	57.375
Somme	1 348.300

Donc les charges permanentes G égalent à la somme des CCP et CP.

$$G = CP + CCP = 12\ 029.00\ KN$$

IV.5.3. Charge routière

Les charges définies et pris en considération lors de l'étude sont :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (B_c, B_t).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D240.

IV.5.3.1. Calcul de la charge A(L)

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont < 200m doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(L) = 2.30 + 360/(L+12) \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a₁.

Tableau IV.7 : Valeurs de coefficients a₁.

Nombre de voies			
Classe de pont	1	2	3
Première classe	1	1	0.9

La charge A1 est obtenue par : $A1 = \max \left\{ \begin{matrix} a_1 A(l) \\ 4-0.002L \end{matrix} \right.$

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient : a₂ = v₀/v

Tableau IV.8 : Valeurs de V_0 .

Classe de pont	V_0 (m)
1ère	3.50
2ème	3.00
3ème	2.75

$V_0 = 3.50\text{m}$
$V = 3.67\text{m.}$
Donc : $a_2 = 0.95$

Tableau IV.9 : Calcul de A (L) distribué sur un certain nombre de voies.

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a_1	a_2	A(l) x a_1 x a_2 (kN/m ²)	Lv (m)	A(l) (kN/ml)
1	38.25	9.46	1.00	0.95	9.03	3.67	33.12
2	38.25	9.46	1.00	0.95	9.03	7.33	66.25
3	38.25	9.46	0.90	0.95	8.13	11.00	89.44

IV.5.3.2. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre (Selon le RCPR).

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolé.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

Dans notre cas, nous allons traiter seulement le système B_c et le système B_t

➤ Système de charges B_c :

Le système B_c d'un ensemble de deux camions types de 30t chacun, un camion type du système B_c .

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c .

Tableau IV.10 : Valeurs de coefficient b_c .

Nombre de voies chargées					
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

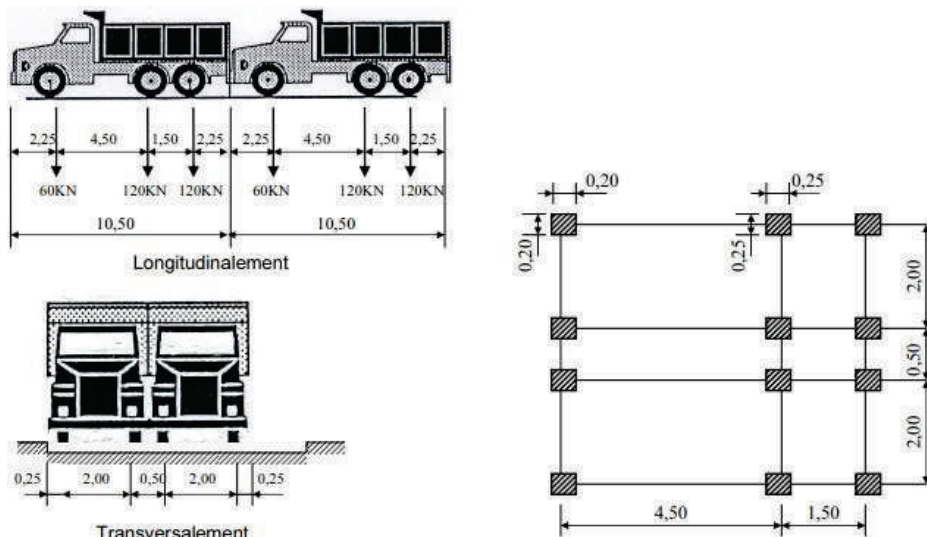


Figure IV.2 : Système de charge Bc.

Tableau IV.11 : Les valeurs des charges du système Bc.

N° des voies	B _c (kN)	b _c	B _c x b _c (kN)
1	600	1.20	720
2	1 200	1.10	1 320
3	1 800	0.95	1 710

➤ Système de charges B_t :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t.

Tableau IV.12 : Valeurs de coefficient b_t.

Classe des ponts	1ère	2ème
b _t	1.20	1

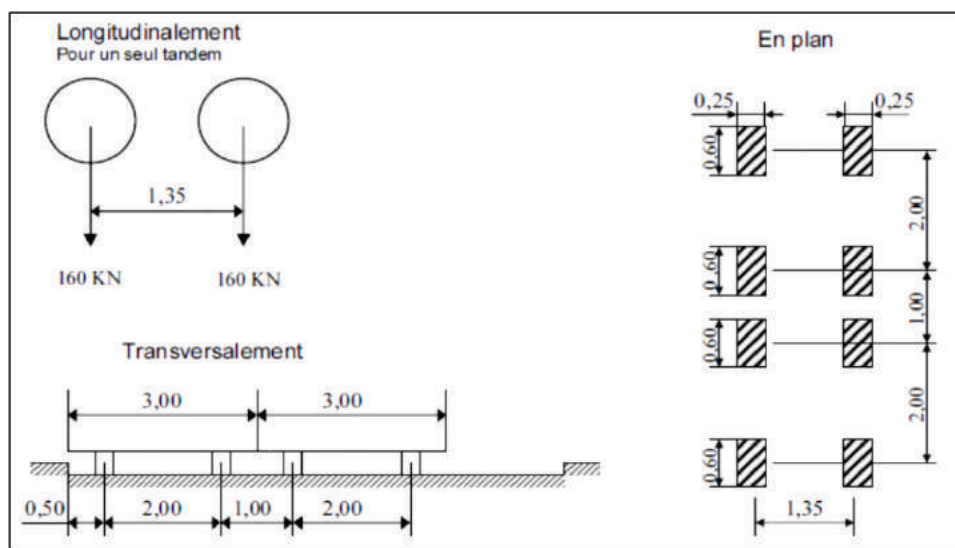


Figure IV.3 : Système de charge B_t.

Tableau IV.13 : Les valeurs des charges du système Bt.

N° des voies	Bt (kN)	b _t	Bt x b _t (kN)
1	320	1.20	384
2	640	1.20	768

IV.5.3.3. Charges militaires Mc 120

Un véhicule type du système Mc 120 a une charge totale de 1 100 kN d'une longueur de chenille de 6.10 m et de largeur de 1.0 m. La distance entraxe des deux chenilles est de 3.30 m tel que le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

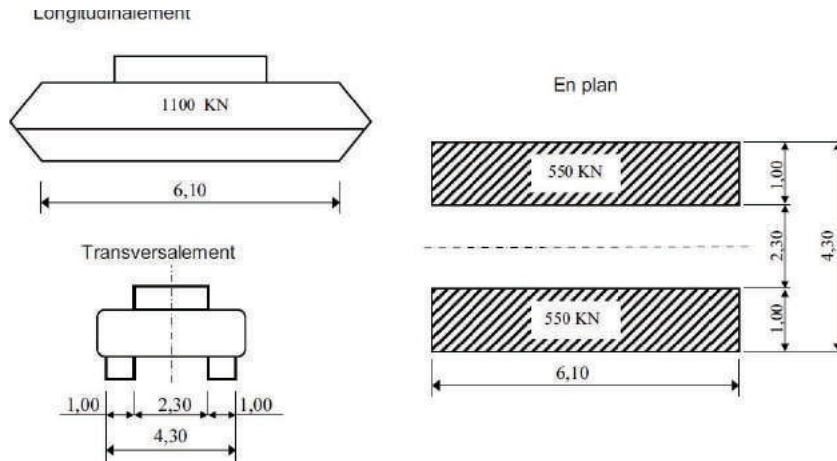


Figure IV.4 : Système de charge Mc 120.

Le poids de chaque chenille du système P égale à 550 kN, donc la charge soit :

$$P = 550 / (6.10 \times 1) = 90.16 \text{ kN/m}^2$$

IV.5.3.4. Convoi exceptionnel D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 kN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de largeur et de 18.60 m de longueur.

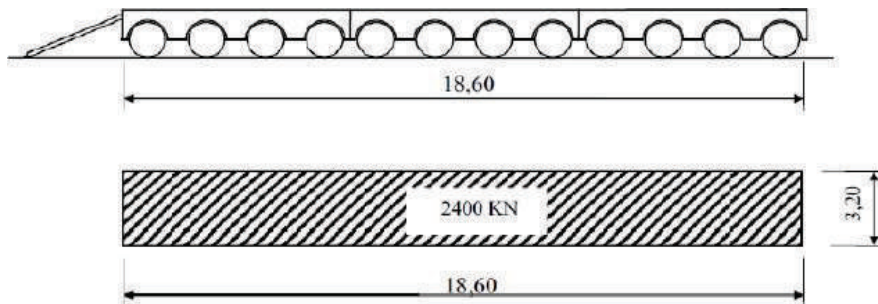


Figure IV.5 : Système de charge D240.

Le poids du système P égale à 2 400 kN, donc la charge soit : $P = 40.32 \text{ kN/m}^2$

IV.5.3.5. Autres surcharges

➤ **Surcharge des trottoirs :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 KN/m² dans notre cas il y'auras qu'un seule trottoir chargé, donc :

Pour le trottoir chargé : $P_{\text{trottoir}} = 1.5 \times 1.5 \times 38.25 = 86.06 \text{ KN}$

➤ **Effort de freinage :**

Système de charge B_c :

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

Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (kN)} \rightarrow F_{\text{max}} = 159.32 \text{ kN}$$

S : surface chargée en m².

➤ **Action thermique :**

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

$$\Delta l = \alpha \times l_0 \times \Delta T = 0.0065 \text{ m.}$$

Avec : $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$, $\Delta T = 35\text{C}^\circ$ et $l_0 = 18.625$ (la moitié de la portée).

IV.5.4. Coefficient de majoration dynamique

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

S: représente la charge maximale du système.

Avec : $G=12029.0 \text{ KN}$ et $L_c = 38.25 \text{ m}$.

Tableau IV.14 : Système de charge.

Système de charge	S(KN)	δ
Bc 1 voie	720	1.06
Bc 2 voies	1 320	1.06
Bc 3 voies	1 710	1.07
Bt 1 voie	384	1.05
Bt 3 voies	768	1.06
Mc120	1 100	1.06

IV.6. LES COMBINAISONS D’ACTIONS

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

On distingue conventionnellement deux états limites :

- Etat limite ultime ELU
- Etat limite de service ELS

IV.6.1. Valeurs caractéristiques des actions dues au trafic

Données par le tableau 6.1 du RCPR :

Tableau IV.15 : Tableau des coefficients des actions dues au trafic.

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes - Charges sur remblais	1.07	1.2
- Charges militaires - Charges exceptionnelles	1.0	1.0
- Charges sur trottoirs - Gardes corps - Passerelles piétons	1.07	1.0

IV.6.2. Combinassions de charges

Tableau IV.16 : Combinassions d’action.

L'état limite	Les combinaisons d’actions
ELU (Combinassions fondamentales)	1.35G + 1.6 (AL1-voie + ST)
	1.35G + 1.6 (AL2-voies + ST)
	1.35G + 1.6 (AL3-voies + ST)
	1.35G + 1.6 (Bc 1 + ST)
	1.35G + 1.6 (Bc 2 + ST)
	1.35G + 1.6 (Bc 3 + ST)
	1.35G + 1.6 (Bt 1 + ST)
	1.35G + 1.6 (Bt 2 + ST)
	1.35G + 1.35 D240
1.35G + 1.35 MC20	

ELS (Combinaison rares)	G + 1.2 AL1-voie + ST
	G + 1.2 AL2-voies + ST
	G + 1.2 AL3-voies + ST
	G + 1.2 B_c 1 + ST
	G + 1.2 B_c 2 + ST
	G + 1.2 B_c 3 + ST
	G + 1.2 B_t 1 + ST
	G + 1.2 B_t 2 + ST
	G + D240
	G + MC20

IV.7. MODELISATION

La modélisation est la partie nécessitant le plus d'attention dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle apte à décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

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

Dans notre cas, la modélisation est opérée comme suit :

- La structure des poutres est définie par des éléments barres.
- La structure de la dalle est définie par un panneau.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples/double.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon l'RCPR, dans les paragraphes précédents.

CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

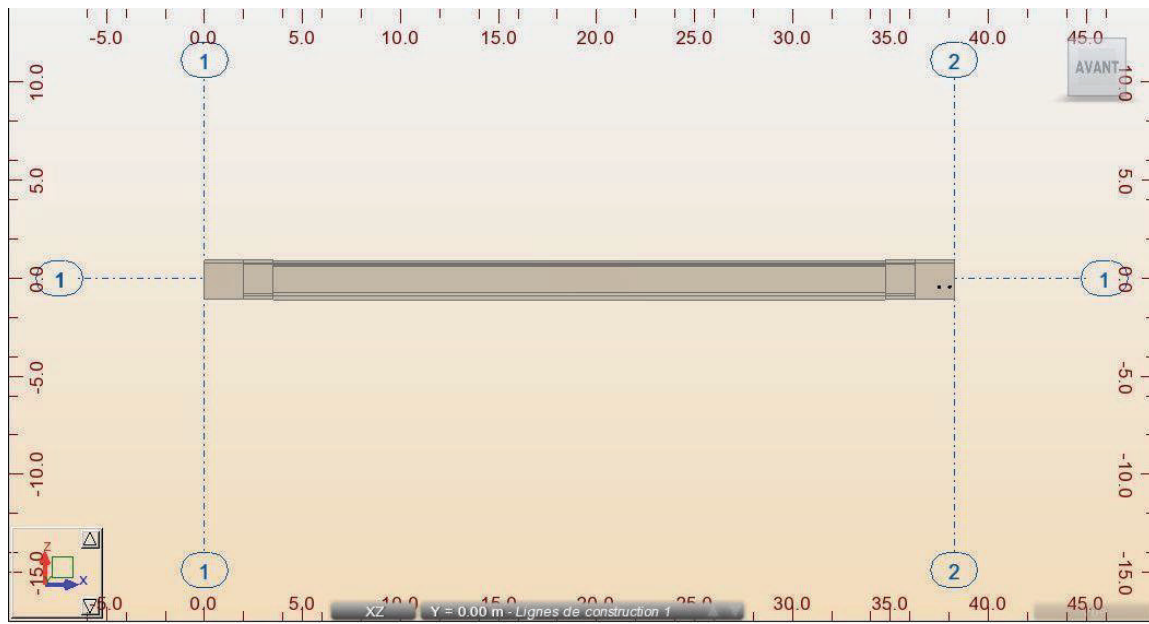


Figure IV.6: Modèle de la poutre seule.

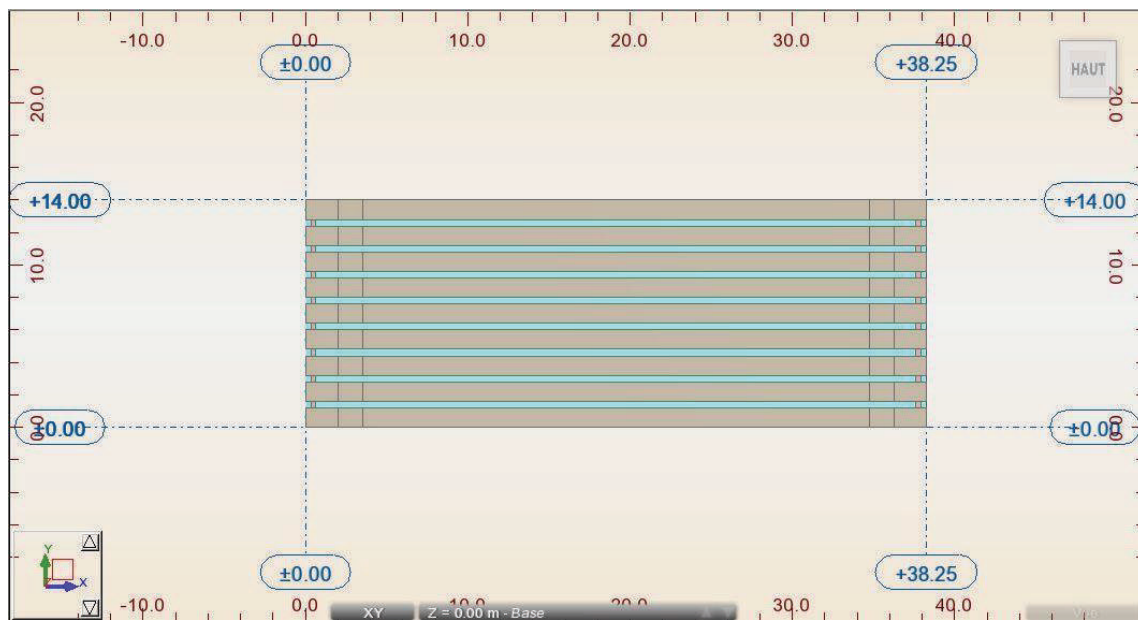


Figure IV.7: Modèle finale du tablier.

IV.8. RESULTATS

➤ Diagramme du Moment Max

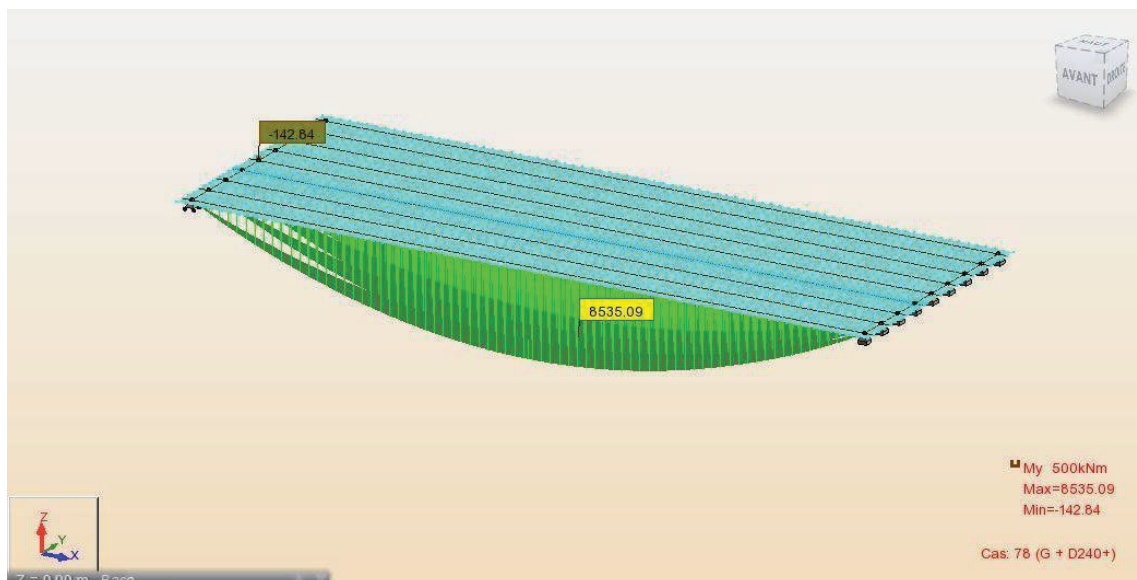


Figure IV.8: Diagramme du moment max en combinaison à ELS.

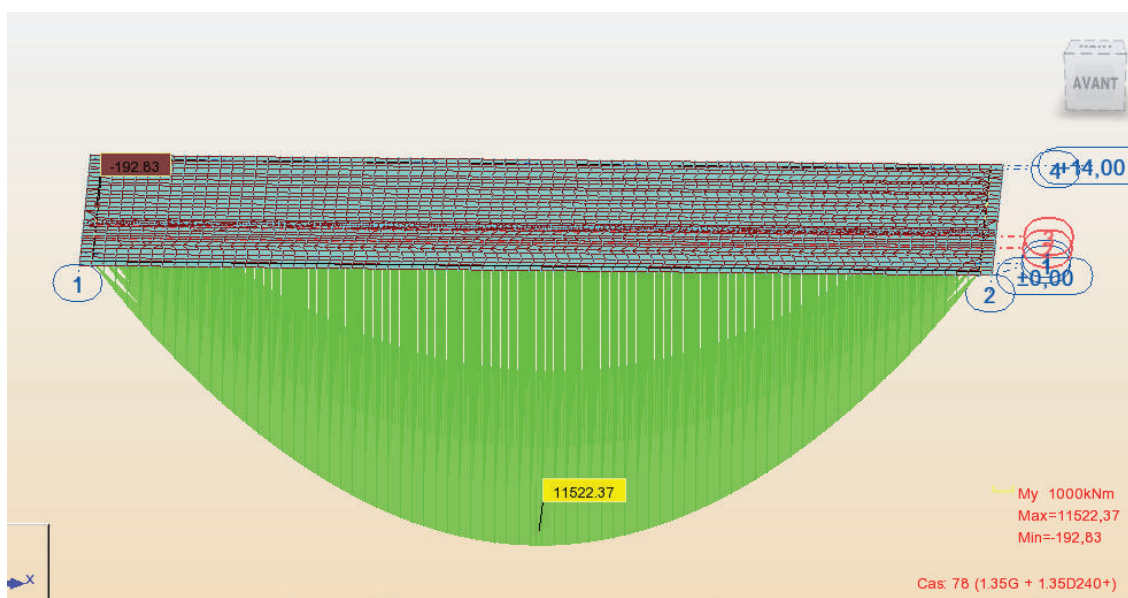


Figure IV.9: Diagramme du moment max en combinaison à ELU.

➤ Diagramme d'Effort Tranchant Max

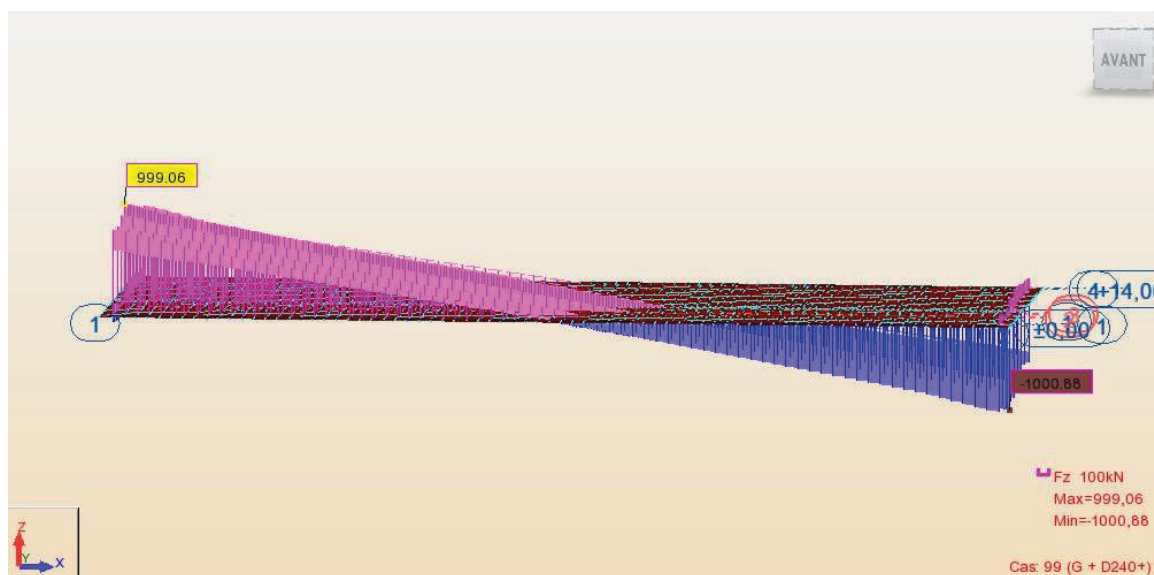


Figure IV.10: Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELS.

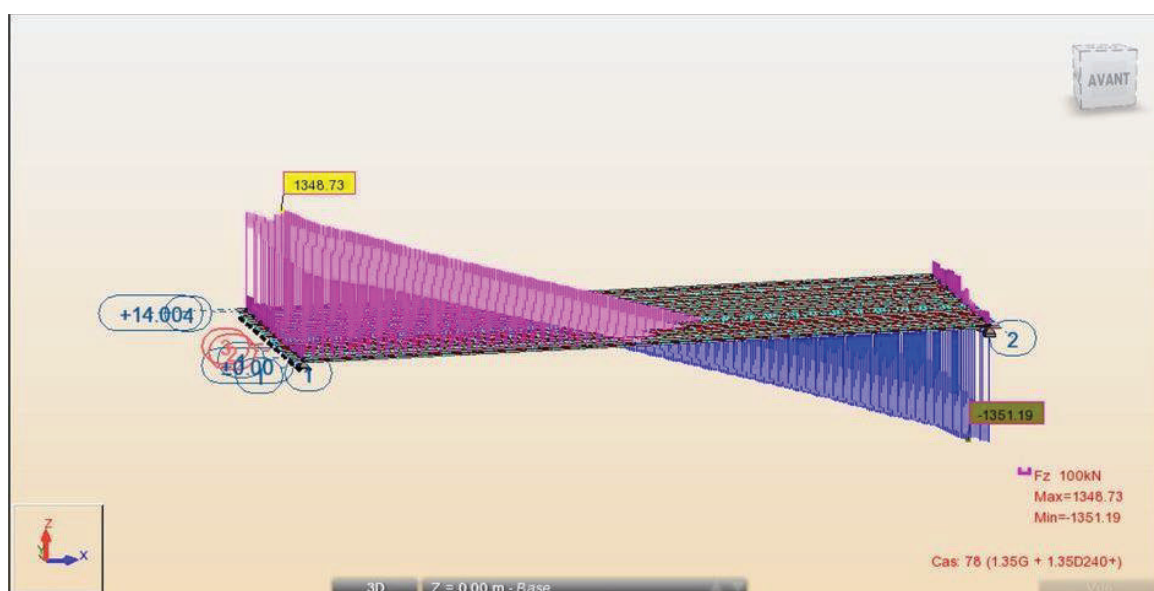


Figure IV.11: Diagramme d'effort tranchant max en combinaison à ELU.

➤ La poutre la plus sollicitée

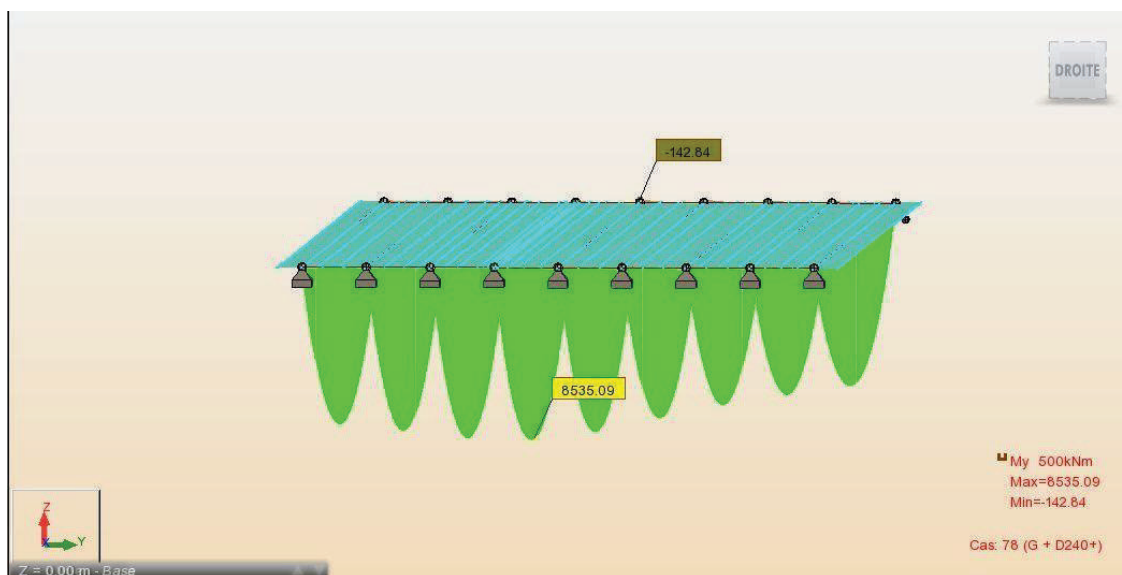


Figure IV.12: Diagramme du moment max de la poutre la plus sollicitée en combinaison à ELS.

Donc la poutre la plus sollicitée est la poutre P4

IV.9. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

V.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 de la précontrainte pour un pont à poutres par poste tension.

V.2. DONNEES DE CALCUL

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

Données de l'ouvrage			Caractéristiques des câbles 12T15			
H (P)	2	m	Type toron	T15		
H (P+D)	2.25	m	N ^{bre} Toron	12		
L	38.25	m	A _p 1 Toron	140	mm ²	
L _{portée}	37.25	m	A _p 1Toron	0.00014	m ²	
N poutres	9		A _p =	0.001680	m ²	
E dalle	0.25	m	f _{prg} =	1860	MPa	
enrobage	0.03	m	F _{p0} =	206.1	kN	
λ	1.6	m	f _{peg} =	1674	MPa	
L _{TC}	1.2	m	D gaine =	0.08	m	
b About	0.6	m	f =	0.18	(rd-1)	
Caractéristiques du béton			φ =	0.002	(m-1)	
F _{c28} =	35	MPa	g =	4	mm	
F _{t28} =	2.7	MPa	μ ₀ =	0.43		
σ _{bc} =	21	MPa	ρ _{1000h} =	2,5		
σ _{bt} =	-4.05	MPa	E _p =	190 000	MPa	
			f _e =	500	MPa	
			σ _{adm} =	434.78	MPa	
Caractéristiques des sections					Résultats Logiciel	
	Section about		Section médiane		M _{gp} (MN.m)	3.33
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle	M _M (MN.m)	8.54
B (m ²)	1.299	1.699	0.775	1.175	M _m (MN.m)	5.71
v' (m)	1.070	1.318	1.093	1.444	V _M (MN)	1.00
v (m)	0.930	0.932	0.907	0.806	V _m (MN)	0.64
I _G (m ⁴)	0.478	0.821	0.380	0.657		
ρ	0.370	0.393	0.495	0.480		

V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

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

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

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

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

B : l'aire.

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

I : moment d'inertie.

ρ : rendement géométrique.

M_{max} : Moment sous (G+D240) = 8.54 MN.m.

M_{min} ; Moment sous charge permanentes (G) = 5.71 MN.m.

$\Delta M = M_{max} - M_{min}$.

$\overline{\sigma_{bt1}}$; $\overline{\sigma_{bt2}}$: Sont des contraintes limites de traction.

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

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

Détermination de P _{MIN}			
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.7MPa	P _I	2.61 MN
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50MPa	P _{II}	5.31MN
d'	0.23 m	P _{MIN}	5.31MN

V.3.2. Détermination du nombre de câble à mi travée

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, **P₀** 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 V.3: Détermination du nombre de câble.

$\Delta P_0 =$	25%	Donc on opte pour 3 câbles de 12T15
P₀ =	2.47MN	
n ≥	2.86 Câble	

V.3.3. Détermination du nombre de câbles au niveau d'about

Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la poutre seule à mi- travée:

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_o + Mg) \geq -1,5 f_y = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_o + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

- Fibre supérieure : $P \leq 8.07 \Rightarrow n \leq 3.71$
- Fibre inférieure : $P \leq 15.34 \Rightarrow n \leq 7.05$

Donc n = 3 câbles de 12T15.

V.3.4. Pré-vérification des contraintes

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 :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ Si $j < 28$ j. Selon_BAEL99
- $\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}$, en construction
- $\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{tj}$, Hors section d’enrobage - en construction
- $\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{tj}$, Section d’enrobage - en construction.

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

Première phase : Après 7 jours	Deuxième phase : Après 28 jours
1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 % 2. Les pertes considérées sont de 5 % $f_{c7} = 23.18$ MPa $f_{t7} = 1.99$ MPa $\sigma_{bt2} = -1.39$ MPa $\sigma_{bt1} = -2.99$ MPa $\sigma_{bcj} = 13.91$ MPa $\Delta P = 5$ % n câble 3	1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours 2. Les pertes considérées sont de 10 % $f_{c28} = 35$ MPa $f_{t28} = 2.7$ MPa $\sigma_{bt2} = -1.89$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21$ MPa $\Delta P = 10$ % n câble 3
3 ^{ème} phase : Apres coulage de la dalle	Quatrième phase : En service
1. Efforts dus à la deuxième phase 2. Poids propre de l’hourdis coulé sur place $f_{c28} = 35$ MPa $f_{t28} = 2.7$ MPa $\sigma_{bt2} = -1.89$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21$ MPa $\Delta P = 15$ % n câble 3	1. Mise en tension est à 100 % 2. Les pertes considérées sont de 25 % $f_{c28} = 35$ MPa $f_{t28} = 2.7$ MPa $\sigma_{bt2} = -2.7$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21$ MPa $\Delta P = 25$ % n câble 3

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

Tableau V.5: Résultats de vérifications des contraintes.

Phase	e ₀	M	P	σ _{sup}	σ _{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0.87	3.33	3.52	5.19	3.78	C.V
Phase 2	0.87	3.33	6.68	2.72	15.72	C.V
Phase 3	1.22	4.95	6.31	2.01	11.38	C.V
Phase 4	1.22	8.54	5.56	6.88	0.89	C.V
Formules de calcul	$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}; \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$					

Interprétation :

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

V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.4.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

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

V.4.2. Détermination du tracé

- Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

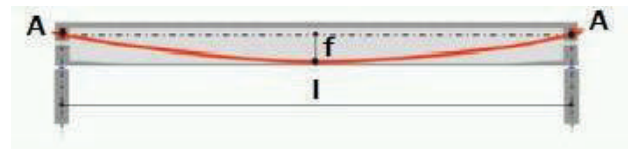


Figure V.1: Géométrie des câbles.

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

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

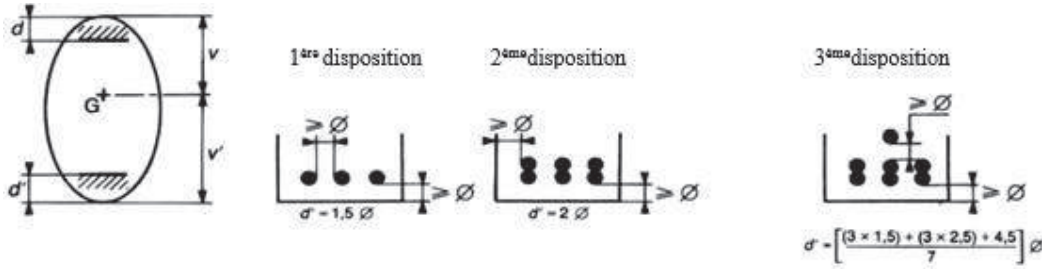
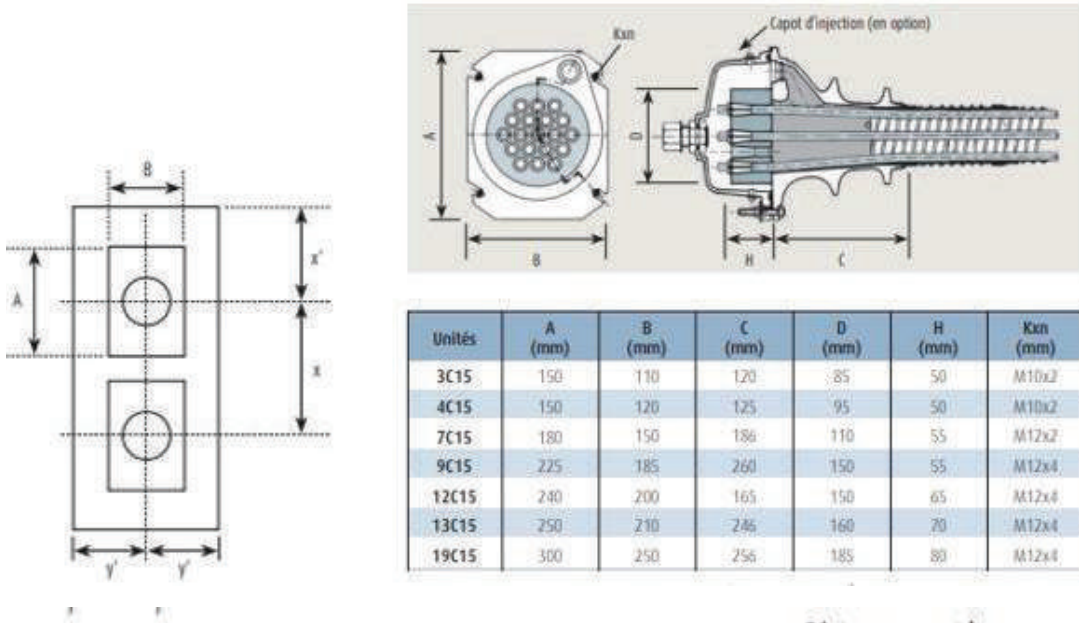


Figure V.2: Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = l/2$, toute en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.
- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$; $X = 35\text{ cm}$



Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Distances a et b

Unités	$a = b\text{ (mm)}$		
	$f_{m,c} \text{ (MPa)}$		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure V.3: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

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

Tableau V.6: Tracé des câbles.

	Yi (cm)	Schéma	Yi (cm)	Schéma
C1	85		12	
C2	120		20	
C3	155		36	
n lit =	1		1	

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

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$
- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

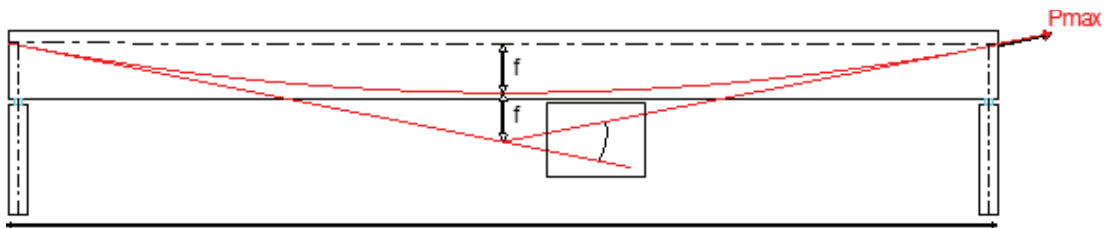


Figure V.4: L'angle de déviation des câbles.

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

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + \bar{V}_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

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

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

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

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

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis : $b_n = b_0 - n \times \phi$.

n : Nombre de gaines par lit ;

b_0 : Largeur brute ;

B_{Gaine} : Surface de la gaine ;

$\Phi = 8$ cm : Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7: Caractéristiques du tracé des câbles.

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>$b_n =$</td><td>0.52</td><td>m</td></tr> <tr><td>$B_n =$</td><td>1.68</td><td>m²</td></tr> <tr><td>$P =$</td><td>5.56</td><td>MN</td></tr> <tr><td>$\sigma_x =$</td><td>3.30</td><td>MPa</td></tr> <tr><td>$\tau =$</td><td>2.55</td><td>MPa</td></tr> <tr><td>$\nu =$</td><td>2.38</td><td>MPa</td></tr> </table>	$b_n =$	0.52	m	$B_n =$	1.68	m ²	$P =$	5.56	MN	$\sigma_x =$	3.30	MPa	$\tau =$	2.55	MPa	$\nu =$	2.38	MPa	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>$L_{\text{câble}} =$</td><td>38.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>$L_{\text{rel}} =$</td><td>1</td><td>m</td></tr> <tr><td>$l_{\text{pb}} =$</td><td>36.25</td><td>m</td></tr> </table>	$L_{\text{câble}} =$	38.25	m	$L_{\text{rel}} =$	1	m	$l_{\text{pb}} =$	36.25	m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">$-14.40 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.91$</td></tr> </table>	$-14.40 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.91$																	
$b_n =$	0.52	m																																													
$B_n =$	1.68	m ²																																													
$P =$	5.56	MN																																													
$\sigma_x =$	3.30	MPa																																													
$\tau =$	2.55	MPa																																													
$\nu =$	2.38	MPa																																													
$L_{\text{câble}} =$	38.25	m																																													
$L_{\text{rel}} =$	1	m																																													
$l_{\text{pb}} =$	36.25	m																																													
$-14.40 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.91$																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">$\alpha_{C1} = 4.3$</td><td style="text-align: center;">$\alpha_{C2} = 5.88$</td><td style="text-align: center;">$\alpha_{C3} = 7$</td><td style="text-align: center;">($^{\circ}$)</td></tr> </table>			$\alpha_{C1} = 4.3$	$\alpha_{C2} = 5.88$	$\alpha_{C3} = 7$	($^{\circ}$)																																									
$\alpha_{C1} = 4.3$	$\alpha_{C2} = 5.88$	$\alpha_{C3} = 7$	($^{\circ}$)																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">N° câble</th> <th rowspan="2">l (m)</th> <th rowspan="2">$\alpha_{\text{rel}} (^{\circ})$</th> <th colspan="3">Yi (m)</th> <th rowspan="2">f (m)</th> <th rowspan="2">R (m)</th> <th rowspan="2">$\beta(l)$ rad</th> </tr> <tr> <th>x=0.12</th> <th>x=1</th> <th>x=19.125</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>C1</td> <td>36.25</td> <td>4.30</td> <td>0.85</td> <td>0.77</td> <td>0.12</td> <td>0.65</td> <td>251.22</td> <td>0.072</td> </tr> <tr> <td>C2</td> <td>36.25</td> <td>5.88</td> <td>1.2</td> <td>1.11</td> <td>0.20</td> <td>0.91</td> <td>180.63</td> <td>0.100</td> </tr> <tr> <td>C3</td> <td>36.25</td> <td>7</td> <td>1.54</td> <td>1.43</td> <td>0.36</td> <td>1.07</td> <td>153.23</td> <td>0.118</td> </tr> </tbody> </table>									N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad	x=0.12	x=1	x=19.125	C1	36.25	4.30	0.85	0.77	0.12	0.65	251.22	0.072	C2	36.25	5.88	1.2	1.11	0.20	0.91	180.63	0.100	C3	36.25	7	1.54	1.43	0.36	1.07	153.23	0.118
N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad																																							
			x=0.12	x=1	x=19.125																																										
C1	36.25	4.30	0.85	0.77	0.12	0.65	251.22	0.072																																							
C2	36.25	5.88	1.2	1.11	0.20	0.91	180.63	0.100																																							
C3	36.25	7	1.54	1.43	0.36	1.07	153.23	0.118																																							

V.5. CALCUL DES PERTES

V.5.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

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

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

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

V.5.1.1. Pertes par frottements

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

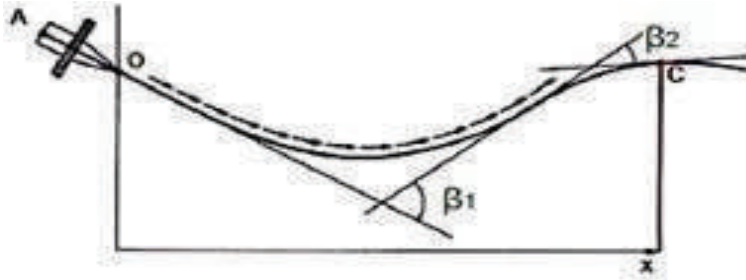


Figure V.5: Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

σ_{p0} : La tension à l'origine

e : La base des logarithmes népériens

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

N° câble	X=0(m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	0	0,072	0,013	19,20	25,73	1,73%
C2	0	0,100	0,018	26,63		
C3	0	0,118	0,021	31,35		

N° câble	x=l/4 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	9,56	0,072	0,032	47,02	53,42	3,59%
C2	9,56	0,100	0,037	54,31		
C3	9,56	0,118	0,040	58,93		

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ + φx	Δσφ (MPa)	ΔσφMoy (MPa)	ΔσφMoy (%)
C1	19.125	0.072	0.051	74.32	80.60	5.42%
C2	19.125	0.100	0.056	81.48		
C3	19.125	0.118	0.060	86.06		

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

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \quad \text{MPa}$$

V.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

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, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la noticetechnique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

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

Avec :

$K(x)$: en fonction de l'abscisse x : $K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$

□ : longueur de la moitié de la poutre.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$

k : constante : $k = f \times \frac{\beta}{\square} + \varphi$

g : intensité du recul d'ancrage, $g = 4\text{mm}$.

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

N° câble	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _{p(l/2)} (MPa)	Δσ _{p(l/4)} (MPa)	Δσ _{p(0)} (MPa)
C1	0.0027	16.91	0	59.46	134.83
C2	0.0029	16.13	0	63.86	141.35
C3	0.0031	15.69	0	68.26	145.34

V.5.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton

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

$$\sigma_e = \frac{1 E_P}{\sigma_{bi}}$$

2 E_{ij}

Avec :

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

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

A_p : Section du câble de précontrainte s

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

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

X	0
M_p	3.33 MN.m
E_{ij}	35 981.73 MPa
n câble	3
e_n	-0,09 m
B_n	1,284 m ²
I_n	0,477 m ⁴

σ_b	6,21 MPa
σ_e	16,40 MPa
σ_e	1,10 %

X	l/4
M_p	3.33 MN.m
E_{ij}	35 981.73 MPa
n câble	3
e_n	0,64 m
B_n	0,760 m ²
I_n	0,369 m ⁴

σ_b	11,25 MPa
σ_e	29,71 MPa
σ_e	2,00 %

X	l/2
M_p	3.33 MN.m
E_{ij}	35 981.73 MPa
n câble	3
e_n	0.88 m
B_n	0.76 m ²
I_n	0.37 m ⁴

σ_b	16.18 MPa
σ_e	42.73 MPa
σ_e	2.87 %

V.5.2. Pertes différées

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

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

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

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

V.5.2.1. Pertes par retrait

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 :

ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

Application Numérique :

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_r \approx 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2.55 \%$

V.5.2.2. 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 :

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

Avec :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Valeur des Pertes par fluage.

x	0		
$M_{p(cp+ccp)}$	5,71	MN.m	
I_n	0,820	m ⁴	$\sigma_b = 3,24 \text{ MPa}$
V'_n	1,320	m	
e	0,16	m	$\Delta\sigma_n = 42,79 \text{ MPa}$
P	6,95	MN	$\Delta\sigma_n = 2,88\% \%$

x	1/4
Mp _(cp+ccp)	5.71 MN.m
In	0,820 m ⁴
V'n	1,470 m
e	0,99 m
P	6,95 MN

σ_b	= 7,41 MPa
------------	------------

$\Delta\sigma_n$	= 97,80 MPa
------------------	-------------

$\Delta\sigma_n$	= 6,57 %
------------------	----------

x	1/2
Mp _(cp+ccp)	5.71 MN.m
In	0.633 m ⁴
V'n	1.460 m
e	1.23 m
P	6.80 MN

σ_b	= 11.08 MPa
------------	-------------

$\Delta\sigma_n$	= 146.33 MPa
------------------	--------------

$\Delta\sigma_n$	= 9.83 %
------------------	----------

V.5.2.3. Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

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

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

ρ_{1000} (%) : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les armatures à très basse relaxation.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Pertes par relaxation.

x	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_p$	53.22 MPa	58.52	62.17 MPa
$\Delta\sigma_p$	3.57%	3.93%	4.18%

V.5.3. Pertes totales

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

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

Tableau V.13: Pertes totales.

Pour x= 0	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	182.63	12.2
$\Delta\sigma_{Diff}$	125.14	8.4
$\Delta\sigma_{\infty}$	307.77	20.6

Pour $x= 1/4$	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	146.99	9,87
$\Delta\sigma_{Diff}$	184.56	12.4
$\Delta\sigma_{\infty} =$	331.55	22.27

Pour $x= 1/2$	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	123.33	8.29
$\Delta\sigma_{Diff}$	236.13	15.87
$\Delta\sigma_{\infty}$	359.47	24.16

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

V.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

V.6.1. Les sections de vérification

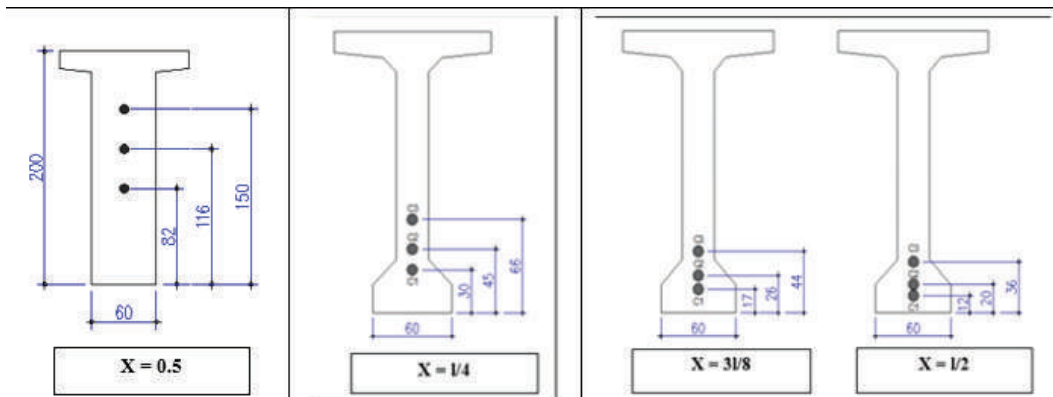


Figure V.6: Les sections de vérification.

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui ($x=0.5$) pour la vérification des contraintes tangentielles.

V.6.2. Limitation des contraintes

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

Tableau V.14: Limitation des contraintes.

$j \geq 28$ jours	$\overline{\sigma}_{bcj} =$	21.00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1} =$	-4.05	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-1.89	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-2.7	MPa	Q.Rares
$j = 7$ jours	$\overline{\sigma}_{bcj} =$	13.91	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1} =$	-2.99	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-1.39	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2} =$	-1.99	MPa	Q.Rares

V.6.3. Caractéristiques nettes des sections

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

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

Tableau V.15: Caractéristiques nettes des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2.000	2.250	2.000	2.250	2.000	2.250	2.000	2.250
B_{nette} (m²)	1.284	1.684	0.760	1.160	0.760	1.160	0.760	1.160
v_n (m)	0.931	0.930	0.895	0.793	0.910	0.791	0.890	0.790
v'_n (m)	1.069	1.320	1.105	1.457	1.090	1.459	1.110	1.460
I_{nG} (m⁴)	0.477	0.817	0.369	0.640	0.371	0.640	0.365	0.633
ρ (%)	37.33	39.52	49.09	47.75	49.21	47.81	48.61	47.31

V.6.4. Justifications de la poutre à 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 :

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$$

$$P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$$

$$P_0 = 2.90 \text{ MN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

	N câbles	% Mt	ΔP	P ₁	P ₂	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4.14	3.66	3.45	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 2	3	100	8.29	7.08	6.53	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 3	3	100	16.22	6.61	5.83	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 4	3	100	24.16	6.13	5.12	1.16	0.47	0.29	0.23

Avec dx : la position du câble moyen

V.6.4.1. Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

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

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée ;

I_n : Inertie nette de la section considérée ;

e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : Moment extérieur ;

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

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

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.09	0.64	0.80	0.88	-0.09	0.64	0.80	0.88
M ELS		0.00	2.46	3.11	3.33	0	2.46	3.109	3.33
P1 (MN)		3.66	3.66	3.66	3.66	7.08	7.08	7.08	7.08
P2 (MN)		3.45	3.45	3.45	3.45	6.53	6.53	6.53	6.53
σMext (MPa)	σsup	0.00	5.96	7.63	8.11	0.00	5.96	7.63	8.11
	σinf	0.00	-7.36	-7.08	-10.12	0.00	-7.36	-9.13	-10.12
σP1 (MPa)	σsup	3.50	-0.82	-2.37	-3.07	6.77	-1.59	-4.57	-5.93
	σinf	2.10	11.78	13.42	14.65	4.07	22.77	25.94	28.32
σP2 (MPa)	σsup	3,30	-0.77	-2.23	-2.89	6.25	-1.47	-4.22	-5.48
	σinf	1.98	11.10	12.65	13.81	3.76	21.02	23.95	26.15
σMax (MPa)	σsup	3.50	5.14	5.26	5.04	6.77	4.37	3.05	2.18
	σinf	2.10	4.42	6.34	4.53	4.07	15.41	16.81	18.20
σMin (MPa)	σsup	3.30	5.19	5.39	5.22	6,25	4.49	3.40	2.64
	σinf	1.98	3.75	5.57	3.69	3.76	13.66	14.82	16.03

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

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.16	0.99	1.17	1.23	0.16	0.99	1.17	1.23
M ELS		0.00	4.22	5.34	5.71	0.00	6.42	8.01	8.54
P1 (MN)		6.61	6.61	6.61	6.61	6.13	6.13	6.13	6.13
P2 (MN)		5.83	5.83	5.83	5.83	5.12	5.12	5.12	5.12
σp (MPa)	σsup	0.00	5.23	6.60	7.13	0.00	7.95	9.90	10.65
	σinf	0.00	-9.61	-12.17	-13.17	0.00	-14.62	-18.26	-19.69
σP1 (MPa)	σsup	2.72	-2.38	-3.85	-4.47	2.53	-2.21	-3.57	-4.15
	σinf	5.63	20.54	23.30	24.48	5.23	19.07	21.64	22.74
σP2 (MPa)	σsup	2.40	0.26	-0.44	-3.95	4.56	0.49	-0.83	-3.47
	σinf	4.97	18.12	20.55	21.60	4.36	15.92	18.06	18.98
σMax (MPa)	σsup	2.72	2.85	2.75	2.65	2.53	5.74	6.33	6.50
	σinf	5.63	10.93	11.12	11.31	5.23	4.46	3.37	3.05
σMin (MPa)	σsup	2.40	5.49	6.16	3.18	4.56	8.45	9.07	7.18
	σinf	4.97	8.51	8.38	8.43	4.36	1.30	-0.20	-0.71

V.6.4.2. 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).

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

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction ;

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

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

D'où :

$B_t =$	0,11	m ²
$\sigma_{Bt} =$	0,71	MPa
$N_{Bt} =$	0,0078	MN

$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$; on prend: 6 HA6 = 1.70 cm²

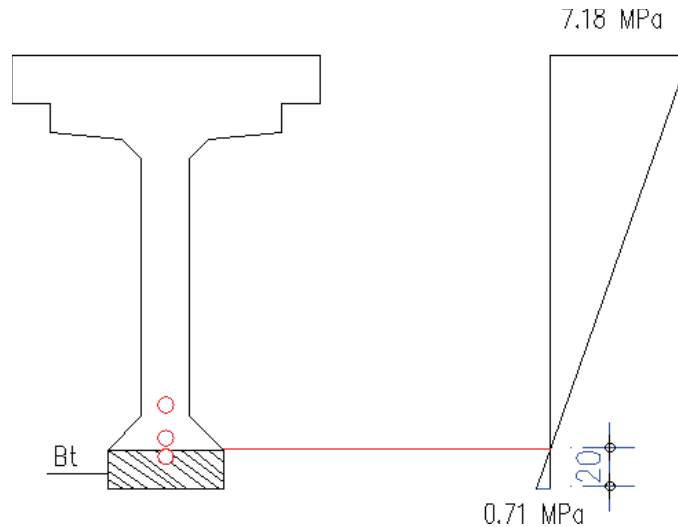


Figure V.7: Diagramme des contraintes à mi travée.

V.6.4.3. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification 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, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

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

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

➤ **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

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

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Effort de précontrainte.

		$\alpha(^{\circ})$	$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
P1	1.88	4.3	1.87	0.14
P2	1.88	5.88	1.87	0.19
P3	1.88	7	1.86	0.23
Somme			5.60	0.56

➤ **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$\text{Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

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 4^{ème} phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20: Contrainte tangentielle « τ ».

B_n (m ²)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	B_n (m)	τ (MPa)
1.68	3.32	2.67	1.00	0.44	0.45	0.82	0.52	0.46

➤ On constate que $\tau = 0.46 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.67 \text{ MPa}$ Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.6.5. Justification de la poutre à l'ELU

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

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

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

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ; $\tau_u = \frac{V_u \cdot \text{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$.

Tableau V.21: Détermination l'angle β_u .

$V_{ult} =$	1.35	MPa	$B_n =$	1.68	m ²
$V_{red} =$	0.79	MPa	$\sigma_x =$	3.32	MPa
$S_n =$	0.45	m ³	$\tau_u =$	0.84	MPa
$I_n =$	0.82	m ⁴	$\beta_u =$	13.35	°
$b_n =$	0.52	m			
$F_{t28} =$	2.7	MPa			

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

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

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

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

On a :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -0.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\tau_u =$	0.84	MPa
$f_e =$	500.00	MPa
$f_{t28} =$	2.70	MPa
$b_n =$	0.52	m
$\gamma_s =$	1.15	

V.6.6. Justification du béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression

des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa}$$

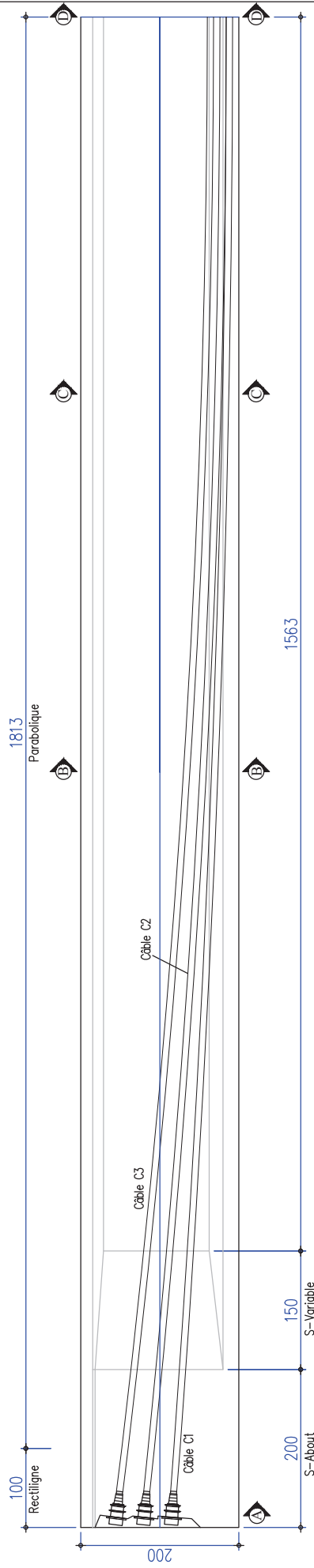
$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \text{ Ce qui est vérifié}$$

V.7. CONCLUSION

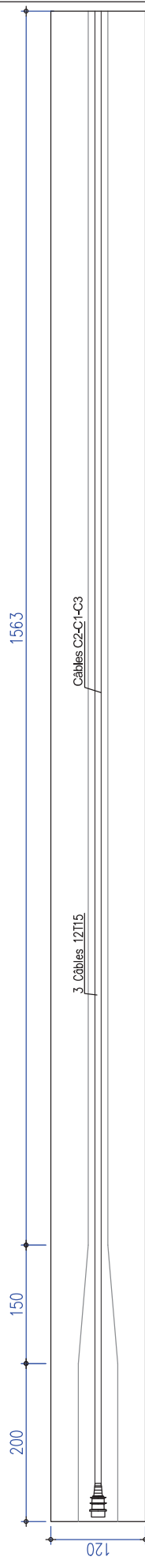
L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.

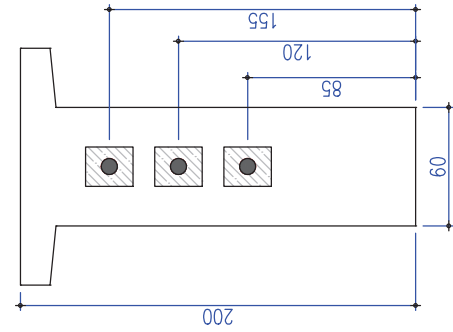
Coupe Longitudinale Ext:1/50



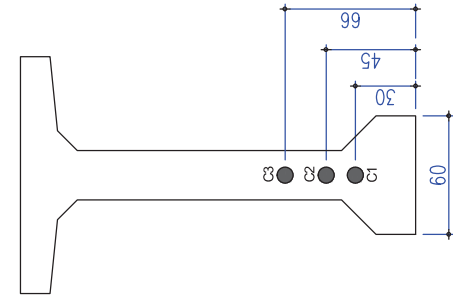
Vue en Plan Ext:1/50



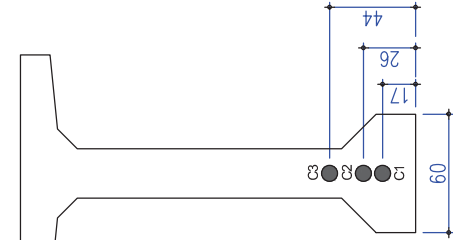
Coupe A-A Ext:1/8



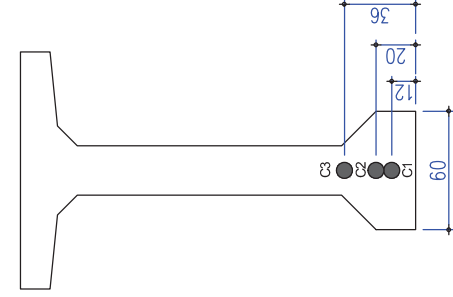
Coupe B-B Ext:1/8



Coupe C-C Ext:1/8



Coupe D-D Ext:1/8



- Caractéristiques des câbles :

Type de câble : **12T15**

Section Ac = **1 680 mm²**

Classe : **1 860**

Module d'élasticité : **190 000 MPa**

Nombre de câbles : **3**

- Première phase :

Dès que le béton aura atteint les **25 MPa**

Mise en tension a **50%** des câbles **C1 - C2 - C3**

- Deuxième phase :

Dès que le béton aura atteint les **35 MPa**

Mise en tension a **100%** des câbles **C1 - C2 - C3**





CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER.

VI.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.

VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

➤ **Flèche due au poids propre :**

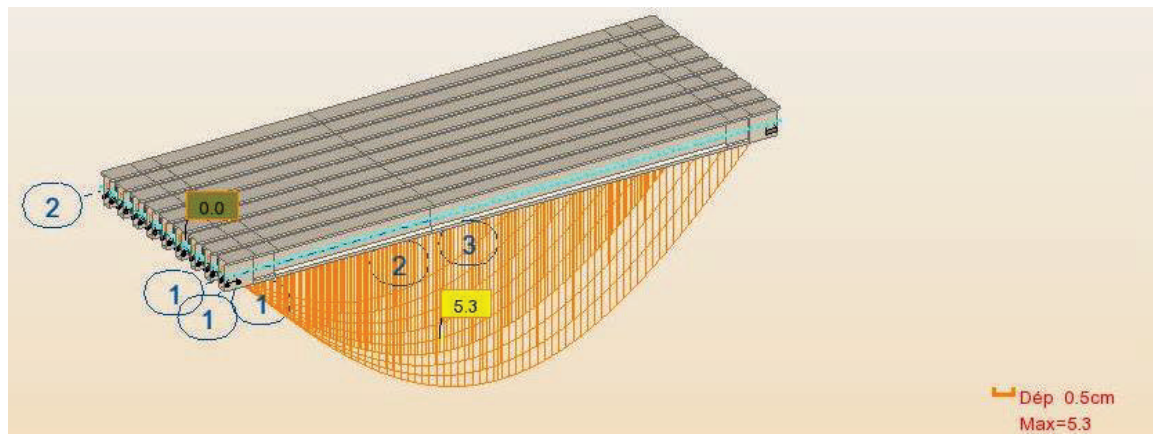


Figure VI.1 : Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 5.30 cm → $f_G = 5.30$ cm

➤ **Contre flèche de précontrainte :**

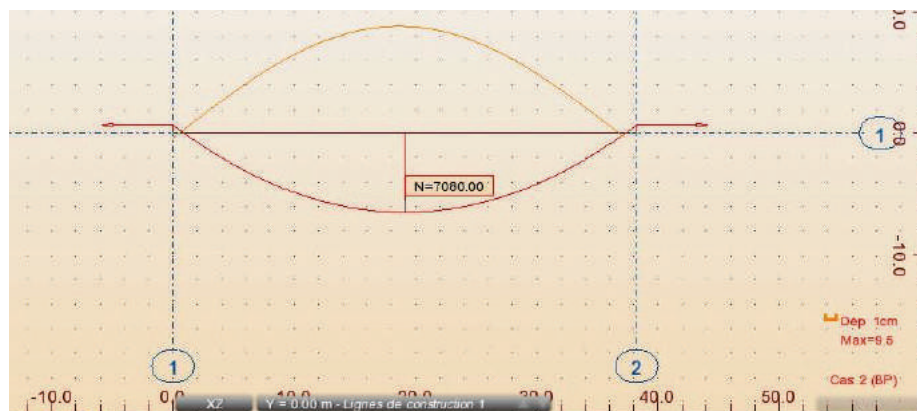


Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 9.50 cm $\rightarrow f_p = -9.50$ cm

➤ **Flèche de construction :**

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (9.50 - 5.30) = 3.15 \text{ cm} \rightarrow f_c = 3.15 \text{ cm}$$

➤ **Flèche maximale à ELS :**

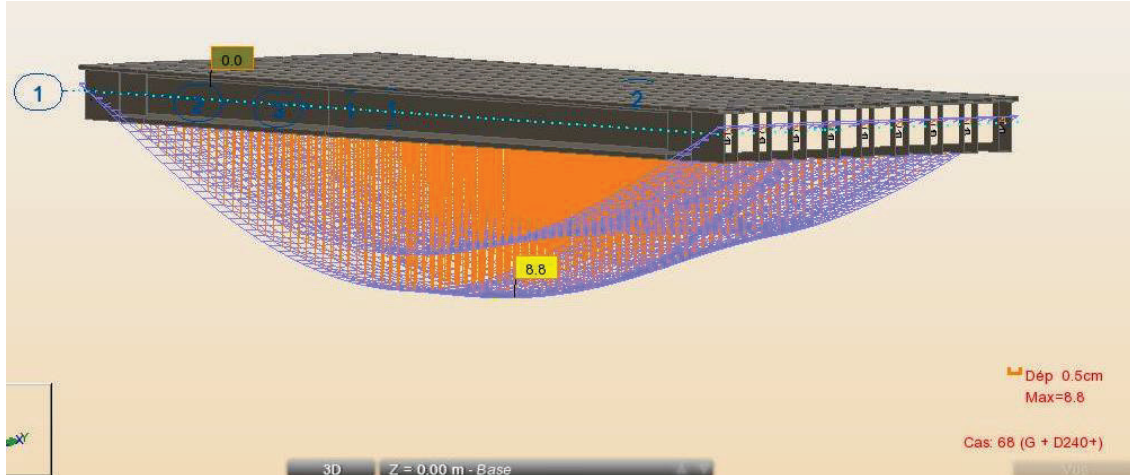


Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 8.80 cm

$$\rightarrow f_{ELS} = 8.80 \text{ cm}$$

➤ **Flèche totale :**

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

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 2.45 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $(L/500 = 7.65 \text{ cm})$ doit être supérieur à la flèche calculée (2.45 cm)

\rightarrow **Donc, la condition est vérifiée**

VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1. Principe de ferrailage

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.

➤ **Ferrailage 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 ferrailage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

➤ **Ferrailage 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 6 points de vérinage par entretoise.

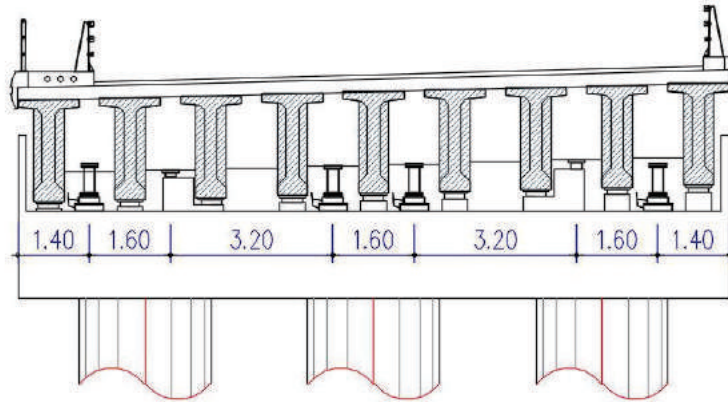


Figure VI.4 : Positions des vérins.

VI.3.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tabier}} = 429.60 \text{ KN/ml}$.

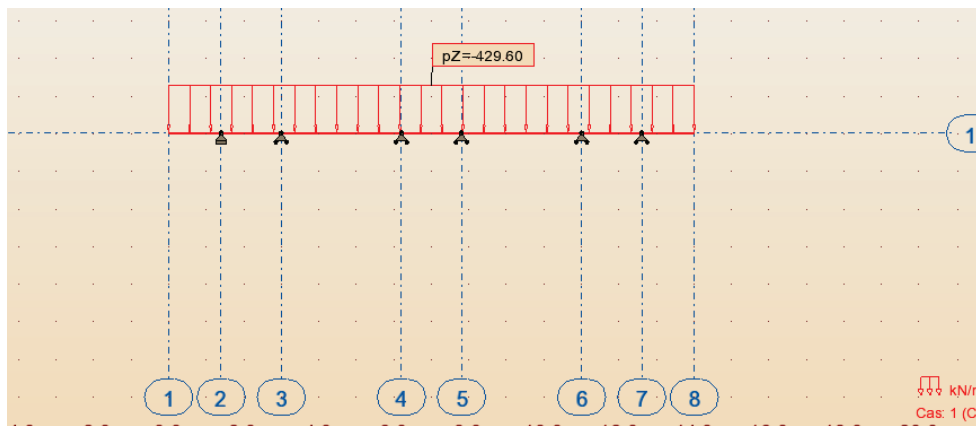


Figure VI.5 : Modélisation de l'entretoise.

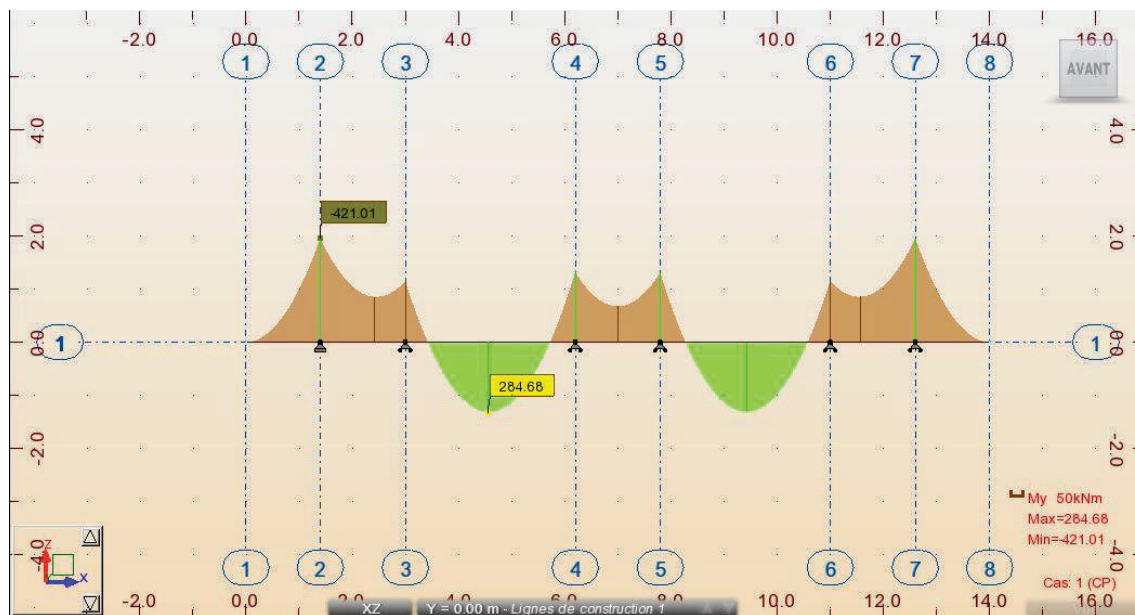


Figure VI.6 : Diagramme de moment pour l'entretoise.

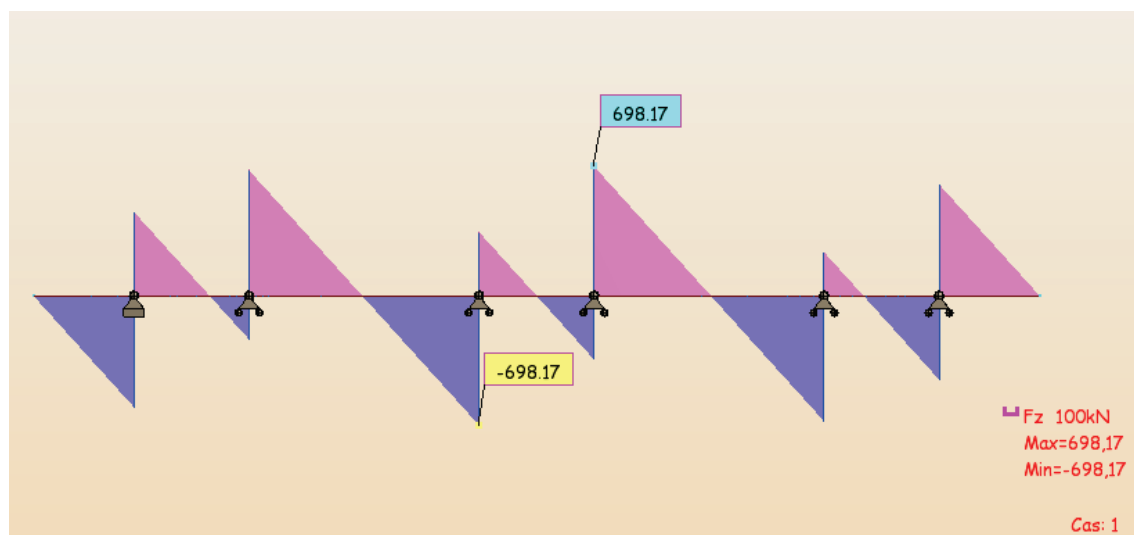


Figure VI.7 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VI.3.3. Ferrailage

La section de ferrailage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2014, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

Armatures principales :

$A_s = 13,20 \text{ cm}^2$ (en utilisant Robot expert).

On opte pour 5 HA20.

Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s . On opte pour **10 HA12** ; avec un espacement de 22 cm.

VI.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure

Armatures principales :

$A_s = 8.80 \text{ cm}^2$ (en utilisant Robot expert).

On opte pour **5 HA16**.

VI.3.3.3. Cadres transversales (effort tranchant)

On opte pour des cadres de HA10 avec un espacement de 15 cm.

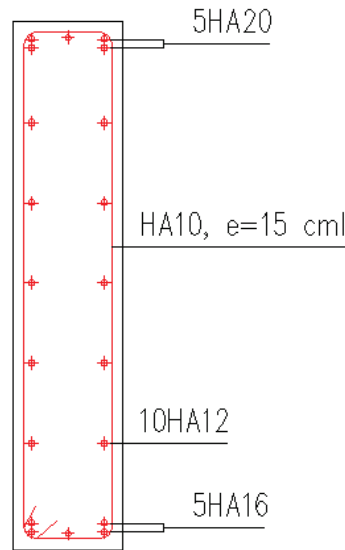


Figure VI.8 : Ferrailage de l'entretoise.

VI.4. ETUDE DE L'HOURLDIS

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

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

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

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

➤ Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- Largeur : 100 cm
- Longueur : le long de l'ouvrage.

➤ **Evaluation des efforts :**

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV, ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

➤ **Résultats :**

M_{max} ELS:

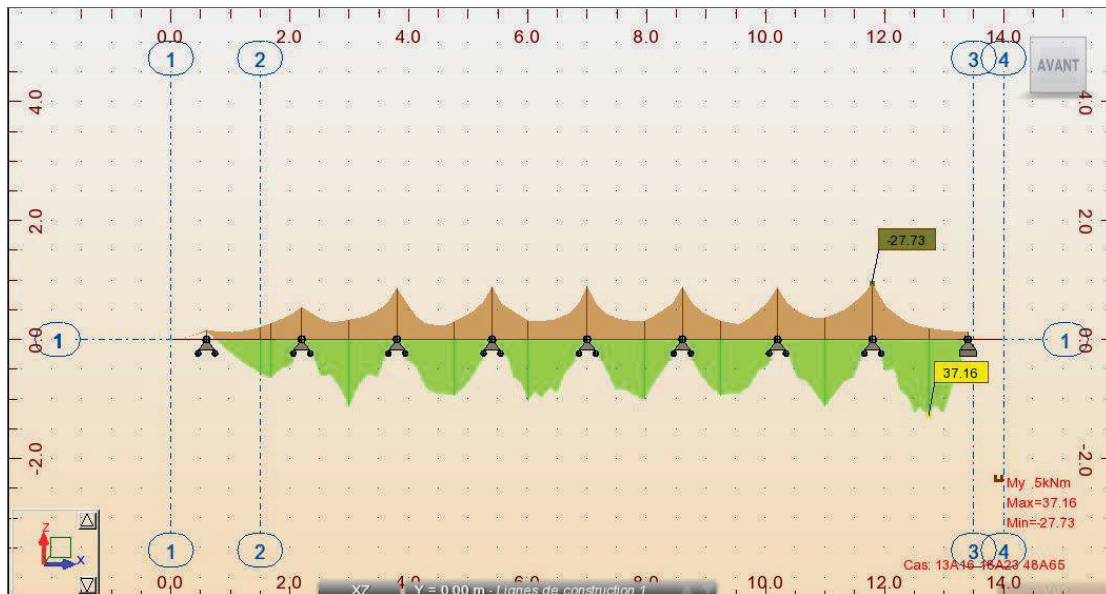


Figure VI.9 : Moment Max- Dalle.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 27.73 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELS} = 37.16 KN.m

VI.4.1. Ferrailage

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

VI.4.1.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

Armature transversale :

$$A_s = 6.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : **6 HA12/ml.**

Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

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

On opte pour : **5 HA10/ml.**

VI.4.1.2. Ferrailages nappe inferieure (mi- travée)

Armature transversale

$A_s = 8.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On opte pour : **6 HA14/ml.**

Un enrobage minimal : $C = 3 \text{ cm}$.

Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

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

On opte pour : **5 HA12/ml.**

Un enrobage minimal : $C = 3 \text{ cm}$.

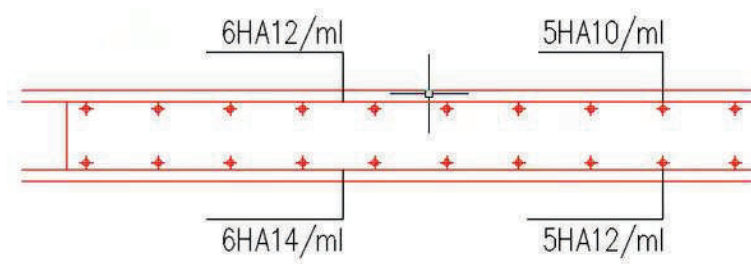
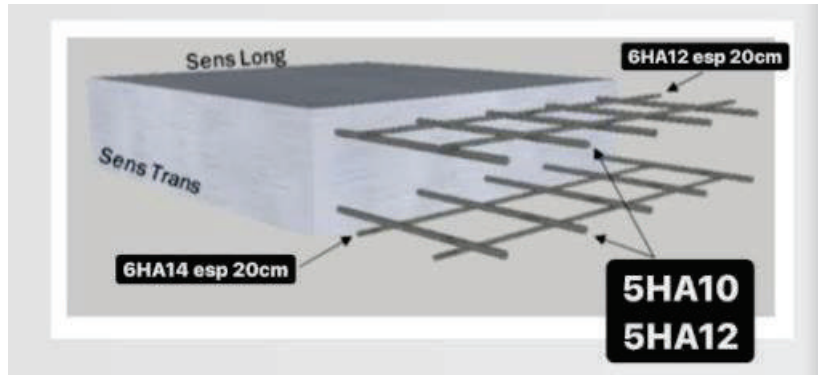


Figure VI.10 : Ferrailage de la dalle.

VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre

VI.5.1. Armature longitudinale

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

Donc, $A_s = 13.20 \text{ cm}^2$

On prend : **34 HA12**
Espacement $e = 25 \text{ cm}$

VI.5.2. Armature transversale

Cadre de **HA10**
Espacement : $e = 20 \text{ cm}$
Enrobage : $C = 3 \text{ cm}$

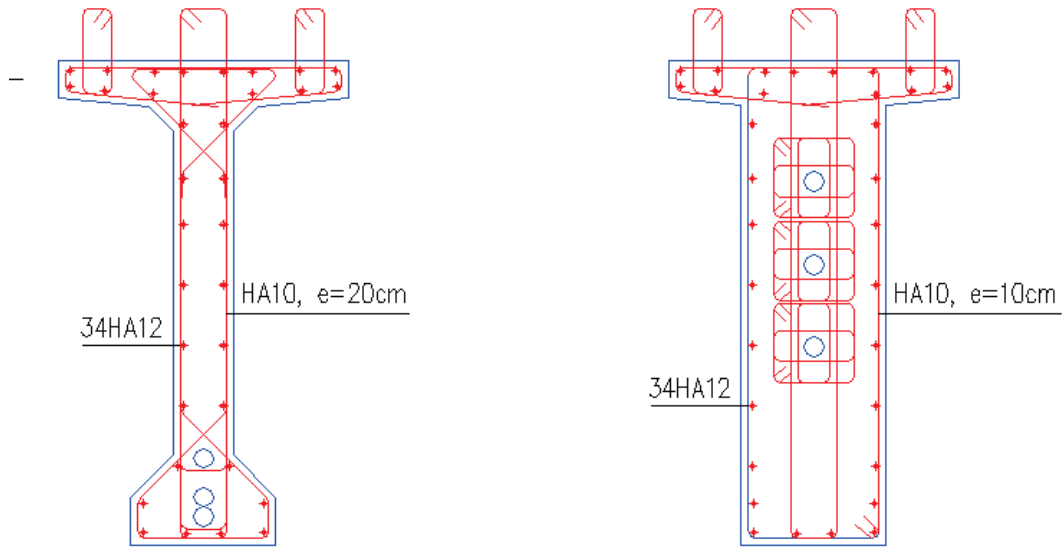


Figure VI.11 : Ferrailage de la poutre.

VI.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement et même de réalisation d'un tablier à poutres et d'autre part, le coffrage et le ferrailage d'un tablier à poutres paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maîtriser.



CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE.

VII.1. INTRODUCTION

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, à l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

VII.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont énumérées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les caractéristiques relatives à l'effort sismique.

Groupe	Zone	A	Le site considéré	ξ
2 (pont important)	IIa WILAYA D'Oran	0.20	S2 (site ferme)	5% (béton armé)

VII.3. METHODES D'ANALYSE SISMIQUE

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

VII.3.1. Analyse monomodale spectrale

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères suivants :

- **Masses modales :** « La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation ».
- Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. Ce critère est vérifié si :

$$M_p \leq 0.43 M_t$$

M_t : la masse totale du tablier.

M_p : la masse des piles.

Tableau VII.2 : calcul des masses des piles.

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	n Fût	Masse (KN)
P1	28.50	2.6	3	13 127.858
P2	31.30	2.6	3	14 242.244
P3	36.75	2.6	3	16 411.316
P4	35.90	2.6	3	16 073.021
P5	37.70	2.6	3	16 789.412
P6	35.55	2.6	3	15 933.722
P7	31.35	2.6	3	14 262.143
P8	30.15	2.6	3	13 784.549
P9	22.45	2.6	3	10 719.988
P10	21.75	2.6	3	10 441.391
P11	18.10	2.6	3	8 988.7095
P12	29.45	2.6	3	13 505.953
P13	38.80	2.6	3	17 227.206
P14	38.15	2.6	3	16 968.509
P15	24.50	2.6	3	11 535.878
P16	26.75	2.6	3	12 431.366
P17	16.80	2.6	3	8 471.316

$$M_p = 230\,914.58 \text{ KN}$$

$$M_t = 216\,521.78 \text{ KN}$$

Donc : $M_p \leq 0.43M_t = 93\,104.36 \text{ KN}$, la condition est non vérifiée.

Donc, l'analyse monomodale n'est pas applicable car l'une de ses conditions n'est pas vérifiée, d'où on utilise l'analyse multimodale spectrale.

VII.3.2. La méthode multimodale spectrale

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

VII.3.2.1. Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale et définir les modes propres et les périodes de l'ouvrage on doit faire la modélisation de toute la structure, pour cela on utilise le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Dans le logiciel de calcul ROBOT, la masse des éléments structuraux de l'ouvrage est calculée de manière implicite à partir des caractéristiques géométriques (dimensions du tablier et des sections des piles) et mécaniques (masse volumique du béton). La masse due au poids propre des surcharges et des équipements fixés sur le tablier est assigné par le calculateur sous forme de charges permanentes additionnelles.

La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont présentées ci-dessous.

Tableau VII.3 : Les étapes de la modélisation.

Etape	Description
01: Définition du tablier	Il est défini par des éléments barres
02: Affectation des différentes sections	Les sections sont détaillées dans le chapitre III
03: Modélisation des piles	1-Modélisation du chevêtre définie par un profilé en BA (3 m x 1.7 m) 2- Modélisation des fûts qui sont définies par des éléments poteaux circulaire encastrent a la base
04: Définition des conditions d'appuis	Pile : nœuds compatible avec la rigidité de l'appareil d'appui définie dans le chapitre VII Culées : appuis élastique avec la rigidité des appareils d'appuis définies dans le chapitre VII
05: Définition des cas de charges et des combinaisons d'actions	Importation des spectres de réponses et définition des charges et surcharges définies dans le chapitre IV

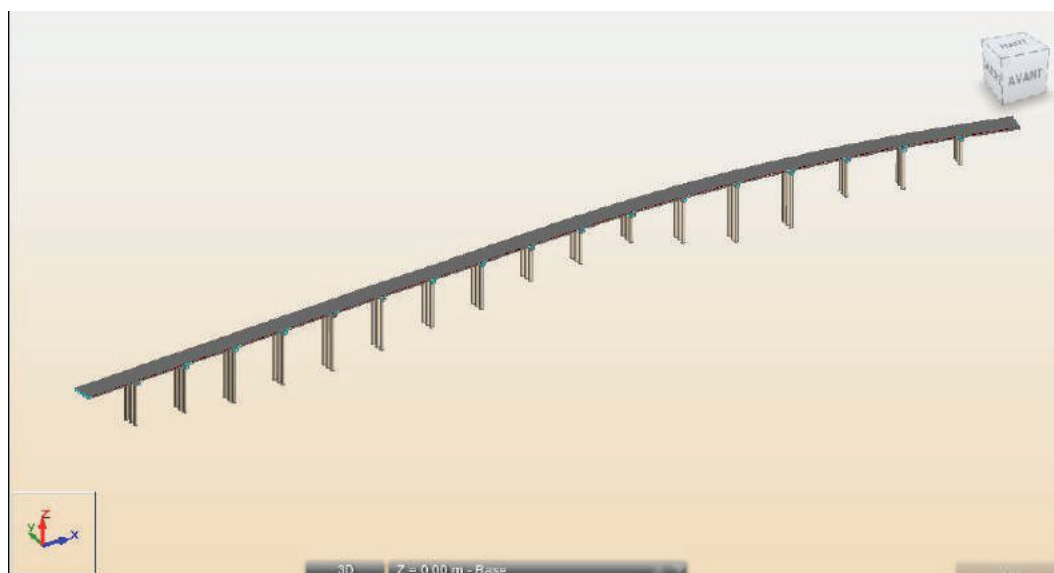


Figure VII.1 : Modèle de calcul 3D.

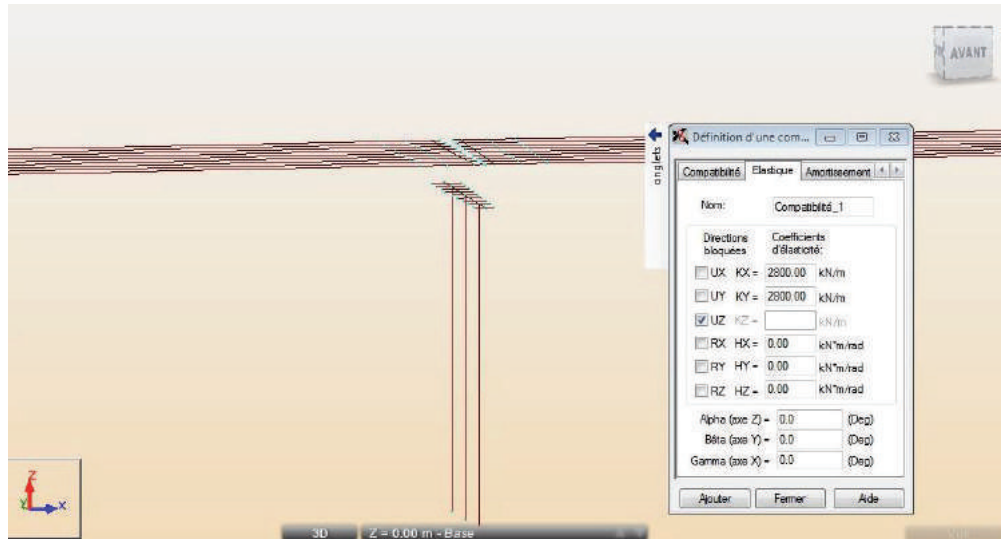


Figure VII.2 : Condition d'appuis tablier-piles.

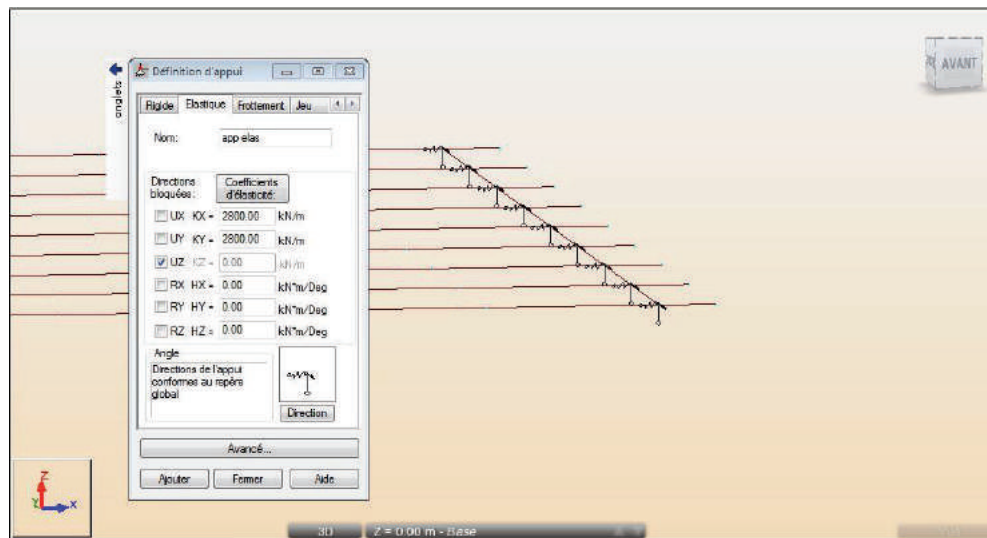


Figure VII.3 : Caractéristique des appuis élastique au niveau de la culé.



Figure VII.4 : Encastrement des piles au sol.

VII.3.2.2. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau VII.4 : Valeurs des périodes et participations massique des 8 premiers modes.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)		Cumul de participation (%)	
		UX	UY	Cumul X	Cumul Y
1	2.52	37.28	1.02	37.28	1.02
2	2.27	24.38	0	61.66	1.03
3	2.06	0.13	0	61.79	1.03
4	1.75	11.38	0.39	73.17	1.42
5	1.74	0.02	13.26	73.2	14.68
6	1.69	0.5	16.42	73.7	31.1
7	1.64	0	0.37	73.7	31.46
8	1.63	0.14	5.04	73.84	36.5

VII.3.2.3. Combinaison des réponses modales

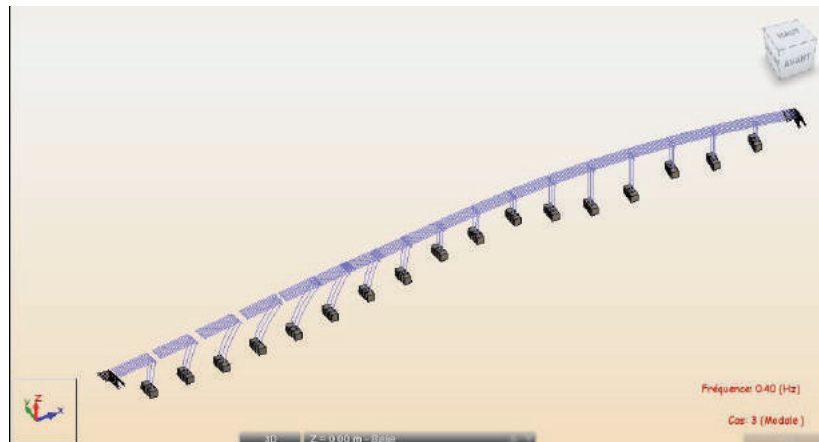
Dans une direction donnée, les sollicitations E_i , issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes...) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC)). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

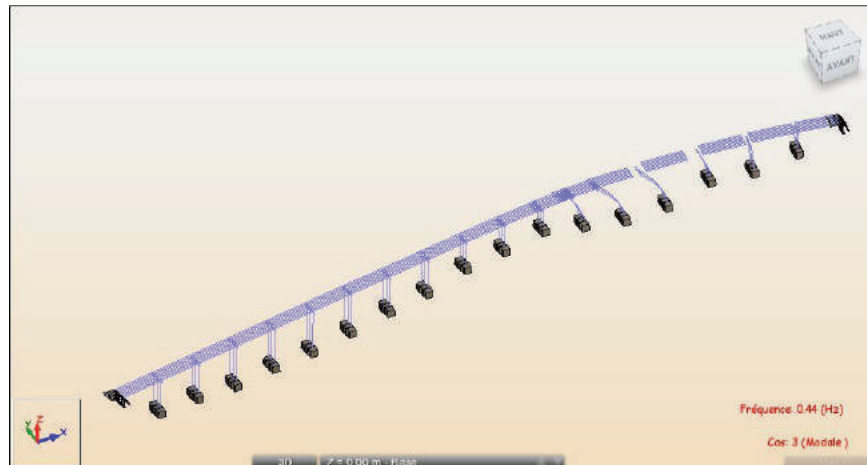
r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j .

VII.3.2.4. Modes propres

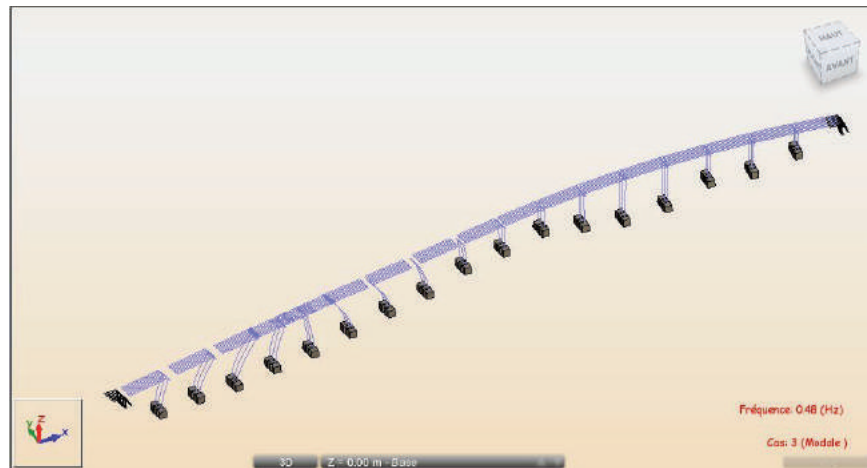
Mode 1



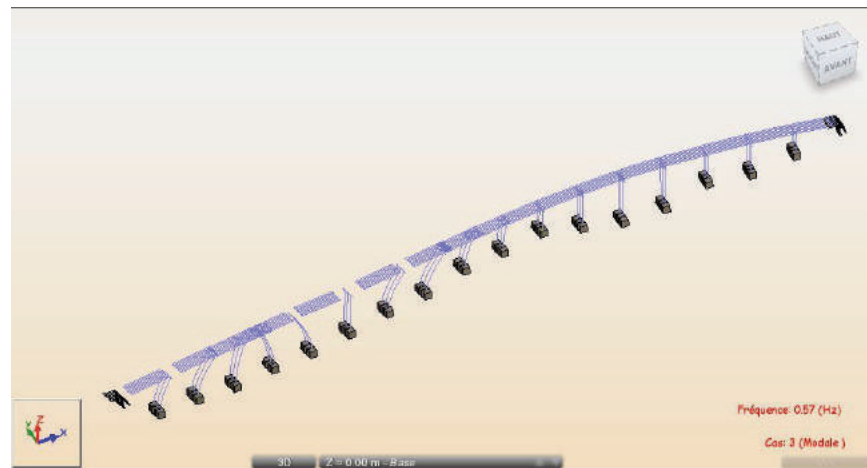
Mode 2



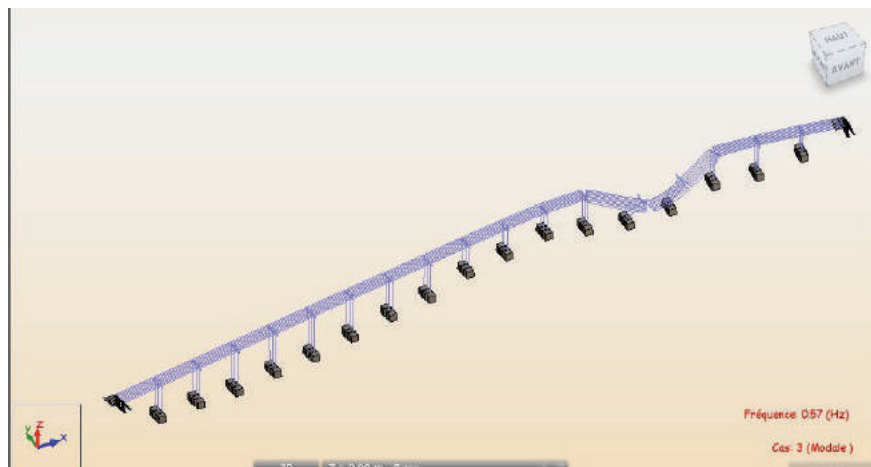
Mode 3



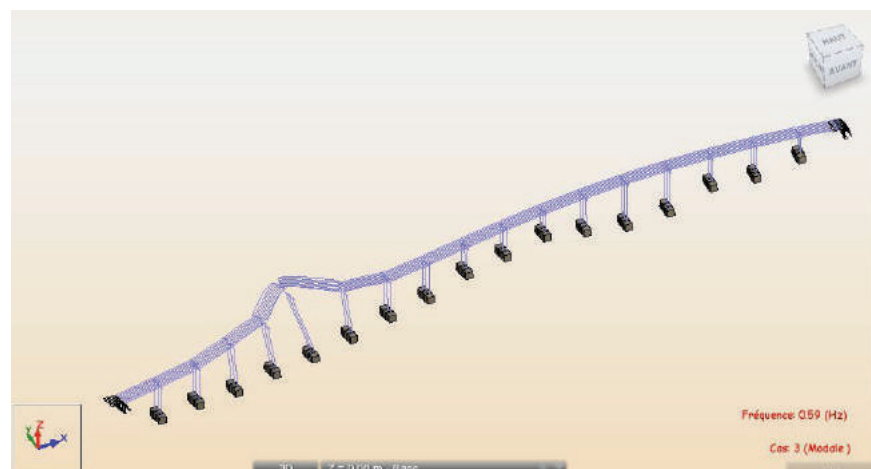
Mode 4



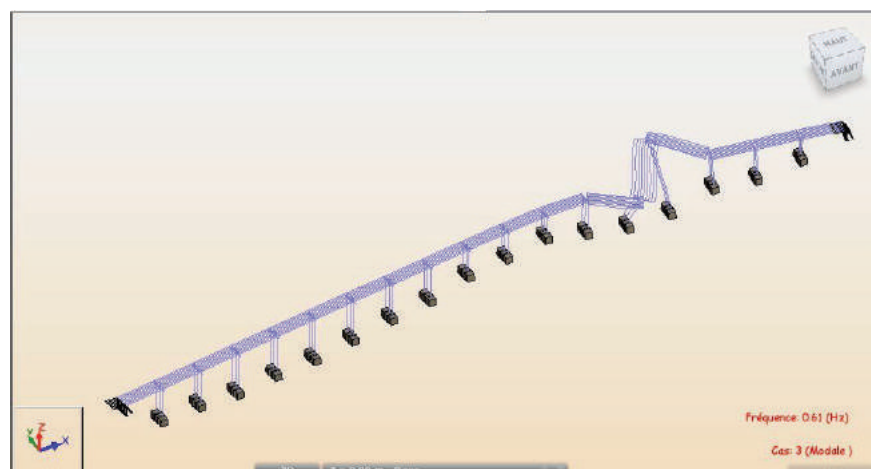
Mode 5



Mode 6



Mode 7



Mode 8

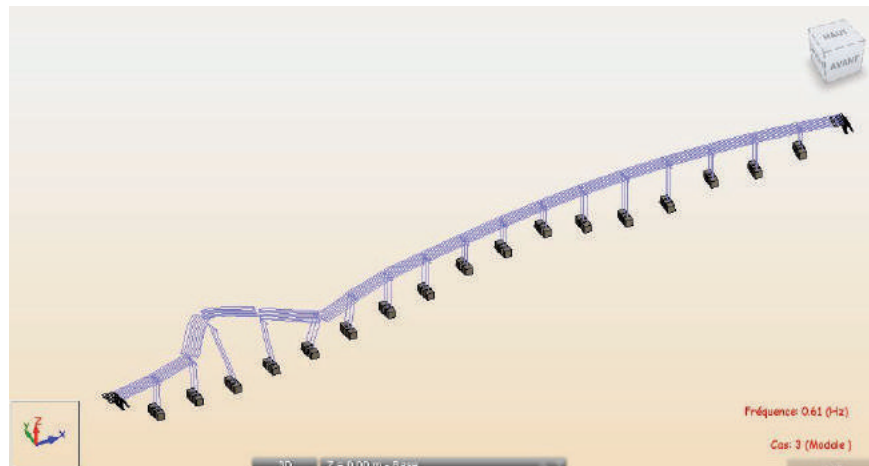


Figure VII.5 : Les modes propres.

VII.3.2.5. Spectre de réponse

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont des spectres de réponses élastiques. Ils sont obtenus à partir de l'RPOA 2008.

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

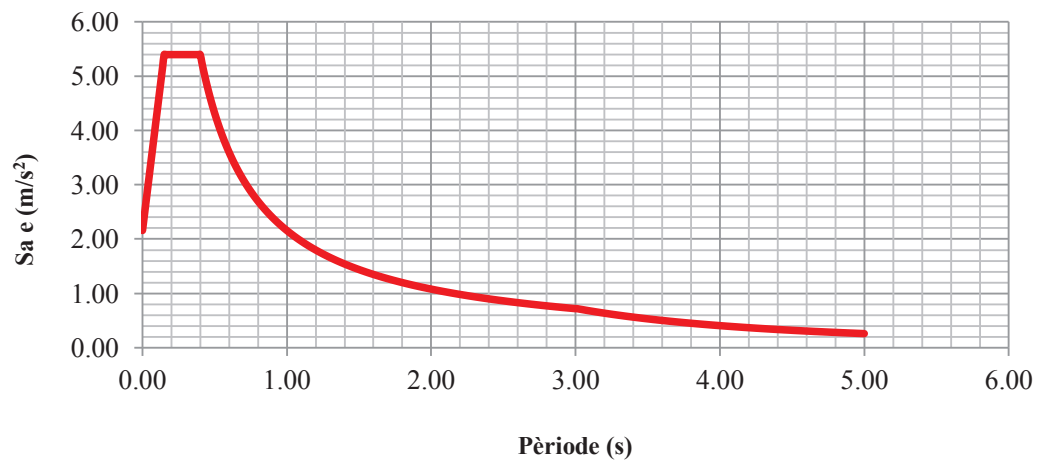


Figure VII.6 : Spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ - composante horizontale.

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T1, T2) = f(S2) = (0.15 ; 0.40)$$

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

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou **(IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

VII.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x$$

E_x et E_y sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y.

VII.5. RESULTATS

VII.5.1. Le déplacement maximal de l'ouvrage

Le déplacement maximal dans le sens longitudinal **U_x = 20 cm**.

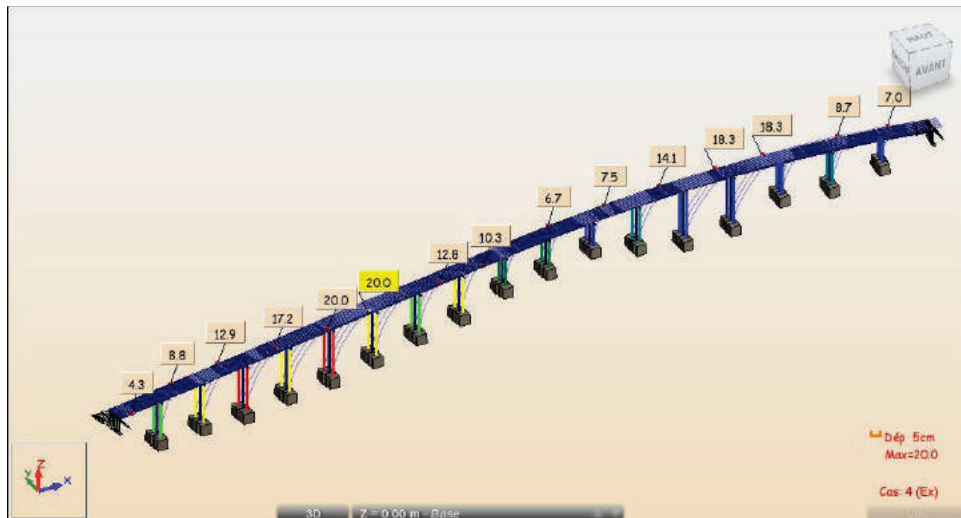
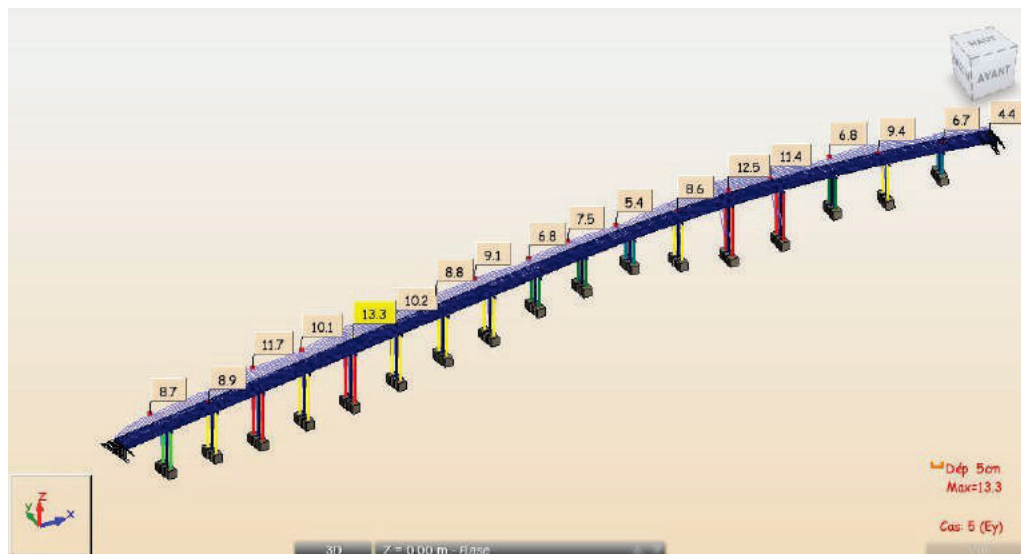


Figure VII.7 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens longitudinal.

Le déplacement maximal dans le sens transversal est de $U_y = 13.3 \text{ cm}$.



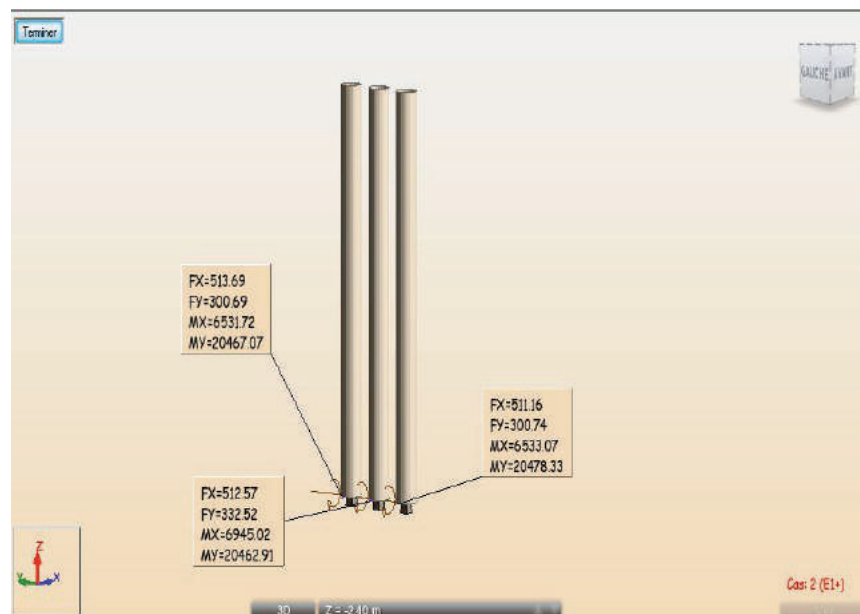
FigureVII.8 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens transversal.

VII.5.2. Sollicitations défavorables

Après introduction des combinaisons de charge dans le logiciel robot on a trouvé les sollicitations défavorables pour chaque fut

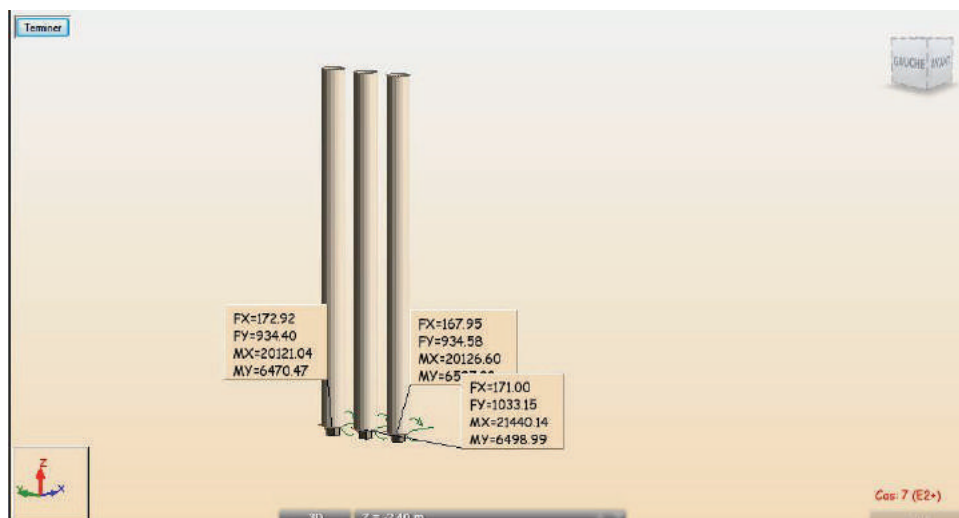
Les figures suivantes présentes les extrêmes globaux des sollicitations pour chaque fut de la pile 13 à la combinaison sismique défavorable.

- > Sens longitudinal avec : $E = E_x + 0.3 E_y$



FigureVII.9 : Les sollicitations pour chaque fut de la pile 13 dans le sens longitudinal.

- Sens transversal avec : $E = E_y + 0.3 E_x$



FigureVII.10 : les sollicitations de chaque fut de la pile 13 dans le sens transversal.

VII.6. CONCLUSION

Après avoir simulé l'ouvrage dans le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS avec toutes les conditions d'appuis, on a pu comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un chargement sismique.



CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DE TABLIER.

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

VIII.2. 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.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en bâton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

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.

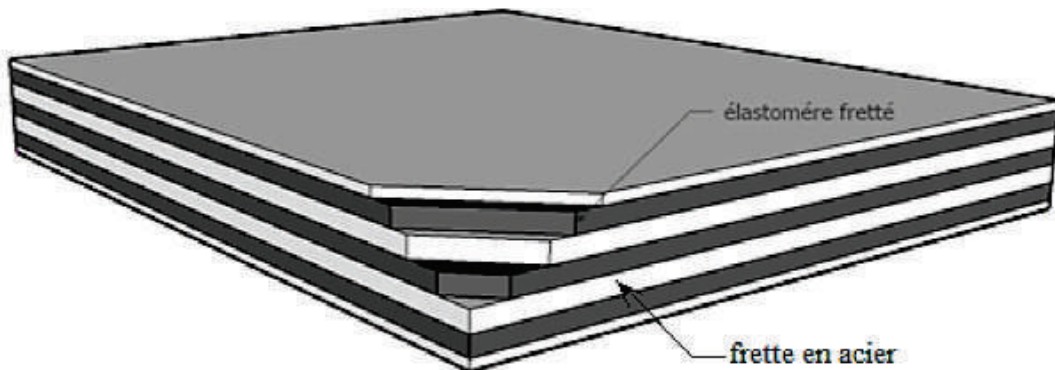


Figure VIII.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté type B (photos guide SETRA).

VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis type B

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.

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

Avec :

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU **R_{max} = 1.72 MN** (Voir l'annexe).

σ_m : contrainte de compression sous la réaction **R_{max}**.

D'où :

$$A \times b \geq 1290 \text{ cm}^2$$

On prendra : **a = 400 mm** et **b = 350 mm**

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

Respectant la condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ (avec a est le plus côté)

$$40.00 \leq T \leq 80.00 \text{ mm}$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

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

Avec : **σ_e** : contrainte limite de traction des frettes (**σ_e = 235 MPa**).

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 10.37 \\ \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 12,29 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Avec : } G = 0.90 \text{ MPa (module élastique statique)}$$

$$t_s = 2.02 \text{ mm}$$

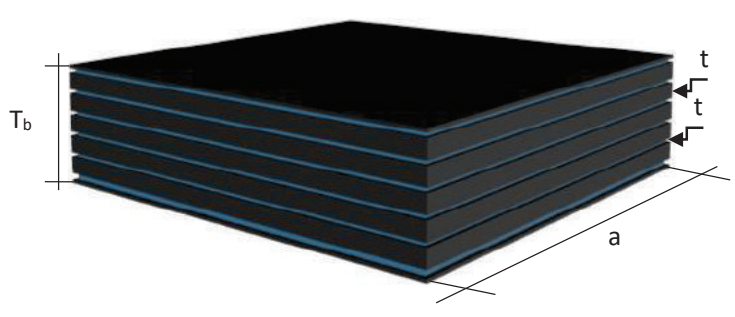
On prendra :

Feuillets d'élastomère t_i	10 mm
Frettes métalliques de t_s	3 mm
Enrobage des chants	4 mm
Enrobage extérieur	5 mm

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

Tableau VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)
a	400
b	350
t _i	10
t _s	3
e	4
T _b	78
T	60



VIII.3. DEPLACEMENTS DUS AU VARIATION LINEAIRE

➤ **Déplacement du aux freinages A(l) :**

$$\Delta L_{A(l)} = \frac{T \times F(AL)}{n \times G \times a \times b} = 0.0055 \text{ m}$$

Avec :

n : nombres d'appareil d'appui par éléments porteur dans notre cas n = 18.

T : épaisseur total du caoutchouc de l'appareil T=60 mm.

G : module de cisaillement de l'appareil G = 0.9 Mpa.

a×b : les dimensions en plan de l'appareil.

➤ **Déplacement du aux freinage Bc**

$$\Delta L_{Bc} = \frac{T \times F(Bc)}{n \times G \times a \times b} = 0.0079 \text{ m}$$

➤ **Déplacement du a la température :**

$$\Delta L_T = 0.0065 \text{ m}$$

➤ **Déplacement du aux retrait et fluage :**

$$\Delta L_{r+f} = (\epsilon_r + \epsilon_f) \times L_0 = 0.0102 \text{ m}$$

ϵ_r : coefficient du au retrait $\epsilon_r = 2 \times 10^{-3}$.

ϵ_f : coefficient du au fluage $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-3}$.

L_0 : la moitié de la portée.

VIII.4. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

➤ **Résistance à la compression :**

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

$$N = 1.72 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 12.29 \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sécurité au flambement :**

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

$$P_c \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t(a + b)}$$

γ_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 :

$$S = 9.33.$$

$$P_c = 7.23 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1.72 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \times P_u = 5.16 \leq P_c = 7.23 \text{ MN (condition vérifiée)}$$

➤ **Limitation de la distorsion :**

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

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

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

$$p = P_u/P_c$$

$$\delta_0 = c/Tq \text{ borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

$$\delta = d/Tb$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 350\text{mm}$)

δ : la distorsion de l'appareil d'appui

d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

$$T_b = 78 \text{ mm}$$

$$p = 0.235 < 0.25$$

$$c/Tq = 5.13 \text{ donc on prend } \delta_0 = 2$$

$$\rightarrow \delta_c = 0.78$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{r+f} + 0.4 d_T = 0.026 + 0.0102 + 0.4 \times 0.0065 = 0.039 \text{ m}$$

$$\delta = 0.498 < \delta_c = 0.78 \text{ (condition vérifiée)}$$

VIII.5. DES 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.

VIII.5.1. Dimensionnement de dés d'appuis

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes : a1 = 50cm et b1 = 45cm

Avec une hauteur déterminée par l'inégalité suivante :

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 23.68 \text{ cm}$$

On prend: h = 25 cm.

VIII.5.2. Ferrailage de dés 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.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.72}{435} = 9.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 9HA12}$$

N : réaction maximale.

σ_s : Contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$.

➤ **Armatures horizontales**

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.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.72}{435} = 4.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 10 HA8}$$

➤ **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.72}{435} = 1.58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA8}$$

➤ **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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.72}{435} = 3.95 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 8HA8}$$

VIII.6. JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

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

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

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage)

W_T : Souffle thermique

W_S : Souffle sismique.

VIII.6.1. Joint de chaussée de la culée

Pour la culée gauche et droite on a :

$$W_D = 0.01 \text{ m}, W_T = 0.006 \text{ m}, W_S = 0.042 \text{ m (voir l'ANNEXE D)}$$

Donc : **W= 0.026m**

VIII.6.2. Joint de chaussée de la pile

On choisit de mettre un joint de chaussée dans les piles 5 et 13, là où il y'a le plus grand déplacement.

$$W_D = 0.01 \text{ m}, W_T = 0.006 \text{ m}, W_S = 0.2 \text{ m (voir Chapitre VII)}$$

Donc : **W= 0.079 m**

VIII.6.3. Type de joint de chaussée choisi

D'après les résultats de souffle total qu'on a obtenus précédemment, on opte le type JEP (faible souffles) JEP3 pour les culées et JEP8 pour les piles 5 et 13, Ce choix est fait selon des gammes de joints **CIPEC** (Freyssinet) dont les intervalles sont dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Modèle des joint JEP.

Type	Droit (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr
JEP3	30	31,5	37	51
JEP5	50	52,5	62	85
JEP8	80	84	99	136

Tableau VIII.3 : Gammes des joints CIPEC.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	WP	WP	WP	WP	WP	WP	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	WOSd	WOSd50	WOSd75	WOSd100	WOSd	WOSd	WOSd	WOSd
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	JEP	JEP	JEP	JEP	JEP

Les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements longitudinaux de moins de 50 jusqu'à 80 mm.

VIII.7. AUTRES EQUIPEMENTS DU TABLIER

- **Etanchéité** : ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.
- **Couche de roulement** : cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.
- **Trottoirs** : le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. La largeur des trottoirs sera donc : $L_t = 1.5 m + 0.5m$.
- **Garde-corps** : ce sont des barrières à hauteur de poitrine. En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre pont on va employer des garde-corps standard de 1.1m de hauteur.
- **Corniches** : ces éléments ont essentiellement un rôle esthétique, mais aussi elles aident à éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.
- **Glissières de sécurité** : son rôle principal est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant le long des véhicules qui roulent sur les voies du pont ; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions normalisées.

VIII.8. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.



CHAPITRE IX : ETUDE D'INFRASTRUCTURE.

IX.1. INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée 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. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondation, les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier, et elle intervient dans la résistance globale du pont.

IX.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre ouvrage, on choisit des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre.

Tableau IX.1 : Hauteurs des piles.

Appuis	Hauteur de fût (m)
P01	28.50
P02	31.30
P03	34.10
P04	35.90
P05	37.70
P06	35.55
P07	31.35
P08	30.15
P09	22.45
P10	21.75
P11	18.10
P12	29.45
P13	38.80
P14	38.15
P15	24.50
P16	26.75
P17	16.80

➤ Les dimensions de la pile :

Tableau IX.2 : Géométrie de la pile.

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	3.00	9.60	13.20
Chevetre	1.70	3.00	14.00
	H(m)	N°	D(m)
Fûts	38.80	3	2.60

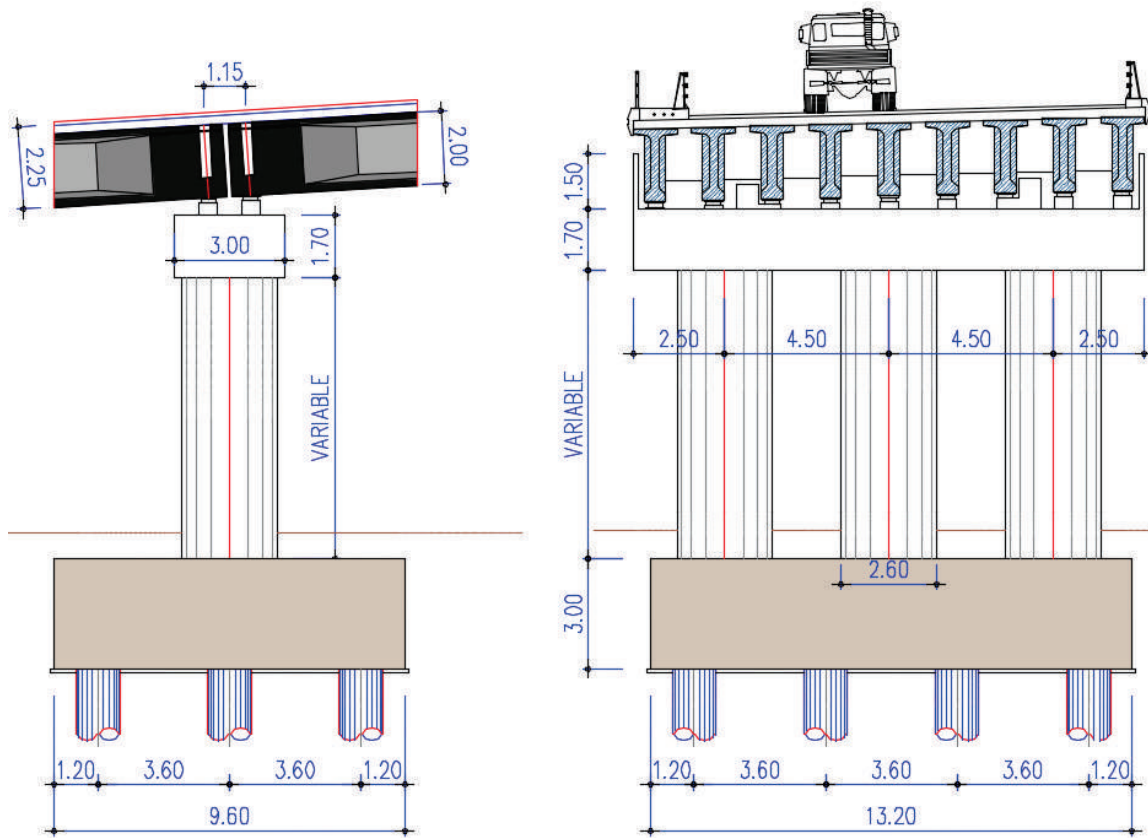


Figure IX.1 : Forme et dimensions des piles.

IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \text{ (transversal) et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \text{ (longitudinal).}$$

Tableau IX.3 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	Pile 13
l_f (m)	25.97
i_y (m)	0.65
i_x (m)	0.65
λ_y	39.95
λ_x	39.95
✓ Pas de risque de flambement	

IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

IX.2.3.1. Efforts statiques

Tableau IX.4 : Evaluations des efforts statiques de la pile (13) la plus sollicitée.

	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	9504.00	/	0.00	1.50	0.00	/
Fûts	15450.04	/	0.00	22.40	0.00	/
Chevêtre	1785.00	/	0.00	42.65	0.00	/
G Tablier	12028.99	/	0.00	43.50	0.00	/
Hf+r (retrait)	/	193.61	/	43.50	/	8421.90
HT° (fluage)	/	93.82	/	43.50	/	4081.38
Somme	38768.03	287.43	/	/	0.00	12503.28
(Al)	1710.47	/	0.71	/	1214.44	/
(Bc)	1479.02	/	0.77	/	1131.45	/
Mc120	1085.82	/	0.79	/	857.80	/
D240	1833.02	/	0.76	/	1393.10	/
ST	43.03	/	0.59	/	25.17	/
Fr Al	/	79.66	/	43.50	/	3465.14
Fr Bc	/	150.00	/	43.50	/	6525.00

IX.2.3.2. Efforts sismiques

Voir l'ANNEXE E

IX.2.4. Ferrailage des éléments de la pile

IX.2.4.1. Ferrailage de chevêtre

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

- **Dimensionnement à la flexion :**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

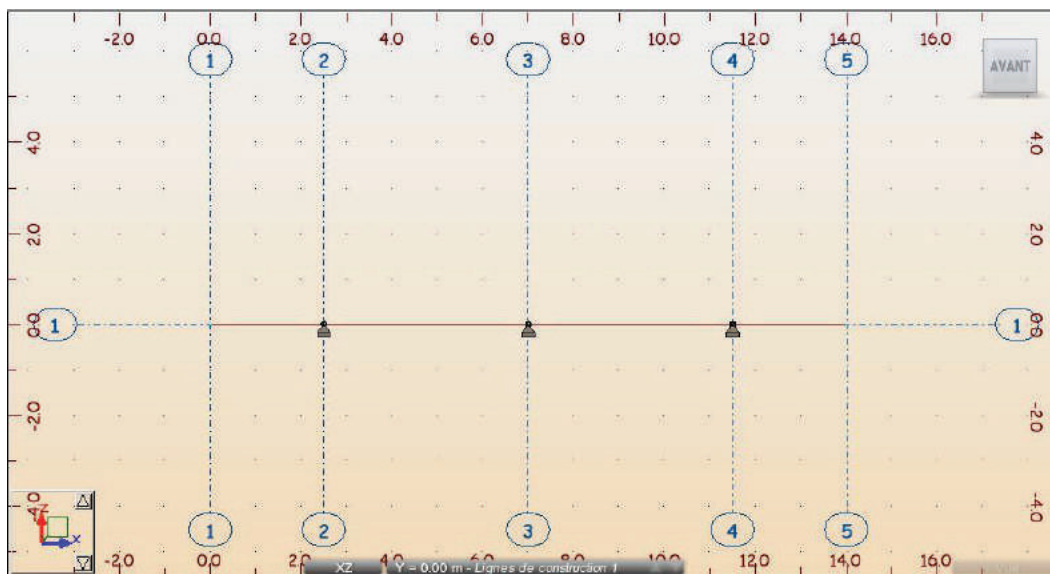


Figure IX.2: Modèle de calcul.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

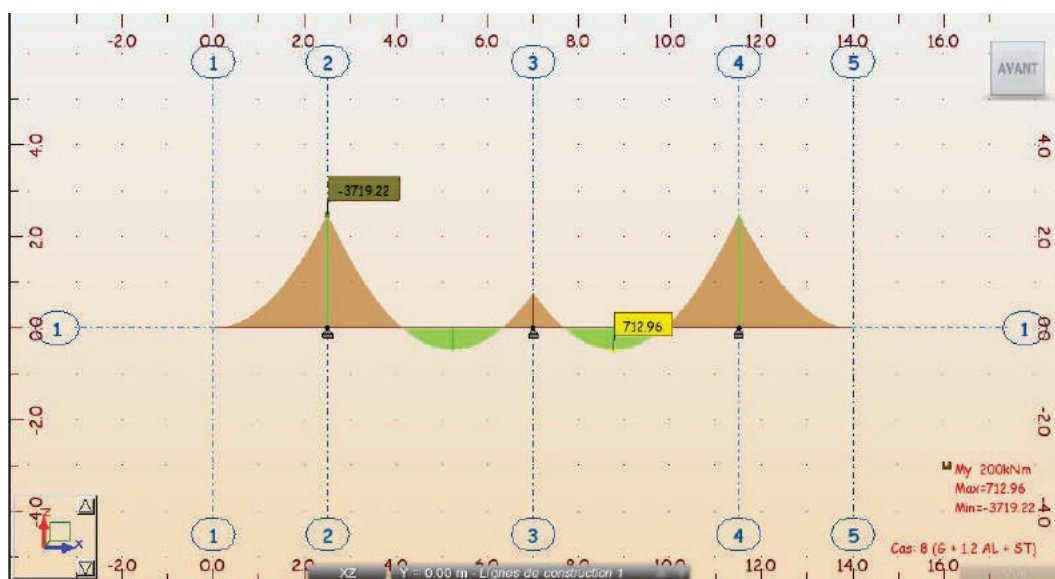


Figure IX.3: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I)+ ST.

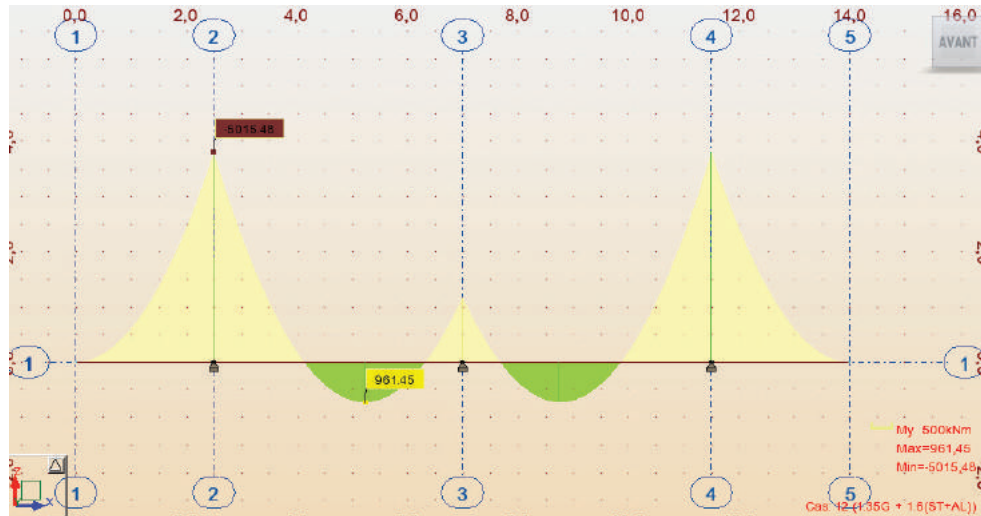


Figure IX.4: Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6(AI)+ ST).

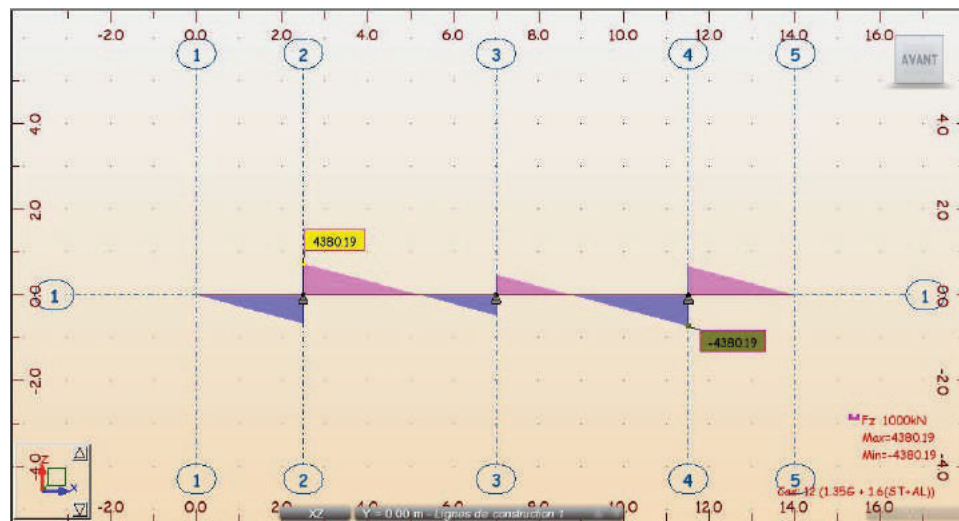


Figure IX.5: Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6(AI)+ST).

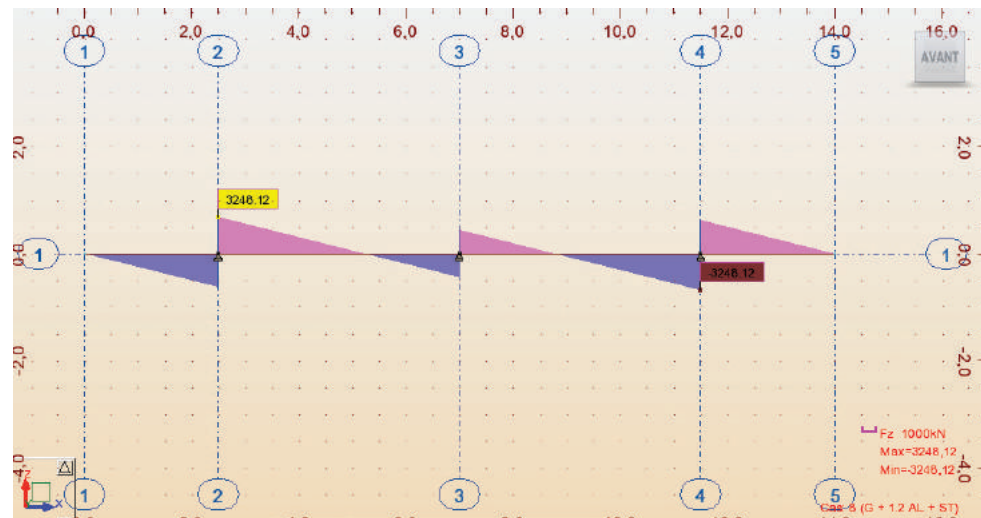


Figure IX.6: Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6(AI)+ST).

Tableau IX.5 : Ferrailage de chevêtre.

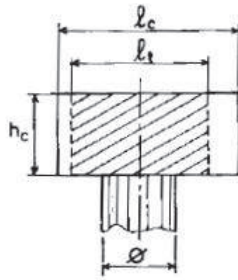
Armature Longitudinale	M max ELS	M max ELU	As (cm ²)	Armatures	A's (cm ²)	e (cm)
Nappe sup	3 719.22	5 015.48	98.4	21 HA25	103.08	14
Nappe inf	712.96	961.45	48.9	11 HA20 10 HA16	54.67	14

Armature transversale	Effort ELS	Effort ELU	Ø (mm)	e (cm)
	3 248.12	4 380.19	HA16	15

▪ Dimensionnement à la torsion :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } l_c \leq \varnothing + h_c \\ l_t = \varnothing + h_c & \text{si } l_c > \varnothing + h_c \end{cases}$$



Application numerique :

Hc	Ø	Lc	Lt
1.7	2.6	3	3

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

b_n : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$.

C : Moment de torsion maximal par ml $C = R \times e$.

Ω : L'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$.

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega} ; A_s = \text{Max} (C1 ; C2)$$

$C1$: Moment de torsion construction, $C2$: moment de torsion service ;

P : Périmètre du chevêtre ;

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

b_n (m)	0.28
Ω (m ²)	3.85
P (m)	8.83

▪ Evaluation de moment de torsion :

• Phase de construction :

	$C = P_g * e$
e (m)	0.715
P_g (KN/ml)	256.18
C (KN.m/ml)	183.17

• Phase de service :

	$C = Sur(AI) * e$
e (m)	0.715
Sur (KN/ml)	150.30
C (KN.m/ml)	107.46

$$C = \max (C_1 ; C_2) = 183.17 \text{ (KN.m/ml)}$$

$$A_s = \frac{1}{\alpha_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.31 \text{ cm}^2$$

Soit :

	5 HA16
e (m)	0.25

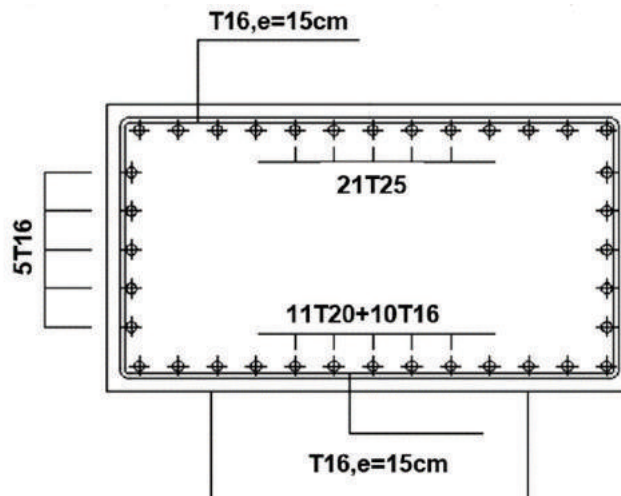


Figure XI.7 : Ferrailage de chevêtre (coupe transversale).

IX.2.4.2. Ferrailage des fûts

La colonne est un élément qui est encasté à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D = 2.60$ m.
- Entraxe : $E = 4.50$ m.

Tableau XI.6 : Les sollicitations les plus défavorables.

ELS :

$M_{\max} =$	6 264.65	KN.m/ml
$T_{\max} =$	143.30	KN/ml

$N_{\text{cor}} =$	10 360.63	KN/ml
$N_{\text{cor}} =$	10 360.63	KN/ml

ELU :

$M_{\max} =$	8 511.90	KN.m/ml
$T_{\max} =$	195.27	KN/ml

$N_{\text{cor}} =$	13 980.57	KN/ml
$N_{\text{cor}} =$	13 980.57	KN/ml

ELA :

$M_{\max-l} =$	29 324.95	KN.m/ml
$T_{\max} =$	9 836.20	KN/ml

$N_{\text{cor}} =$	9 754.68	KN/ml
--------------------	----------	-------

L'enrobage :

$C =$	7.00 cm
-------	---------

Diamètre :

$D =$	260 cm
-------	--------

Section d'acier :

- Avec Robot expert $A_s = 530.9$ cm²

Donc : on prend deux nappes de HA32, 2x33HA32 ($A_s = 530.64$ cm²).

Cerces transversales

- Avec Robot expert : 1 cerce HA16, esp = 10cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

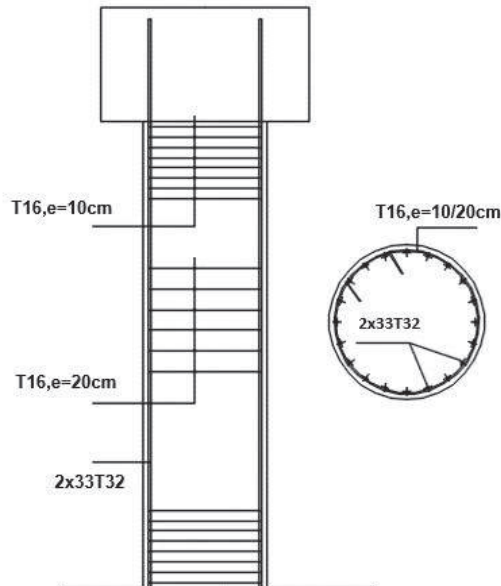


Figure XI.8: Ferrailage des futs.

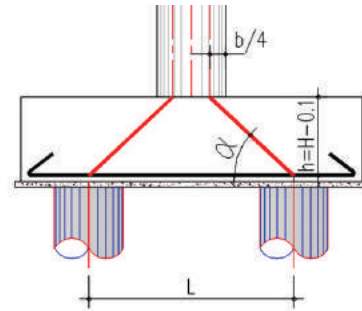
IX.2.4.3. Ferrailage de la semelle

Hauteur de la semelle: $H = 3.00$ m, Diamètre de fut $b = 2.60$ m, L'entraxe $L = 7.20$ m,

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}; h = H - 0.1 \end{array} \right. \text{ et } \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 2.95 \text{ m} \geq 2.90 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 44.53^\circ$$



D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow$$

Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = 333.00 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 4.22 \text{ MN}$$

$$A_s = 129.03 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = 500.00 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 5.80 \text{ MN}$$

$$A_s = 117.92 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales inférieure

On prend :

Deux nappes de T25/ml	e = 15cm
A _{Smin} RPOA 45 cm ² /ml = 10 T25/ml	

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = 2$ m.

Armatures longitudinales inférieure

- $A_{s1} = 45 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon RPOA ; Soit : 2 HA20, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure

- $A_{s2} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon RPOA ; Soit : HA25, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- $A_{s3} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon RPOA ; Soit : HA25, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales

- $A_{s4} = 3.147 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : HA14, avec un espacement de 30 cm.

IX.2.4.4. Ferrailage des pieux

▪ **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée. (Voir l'ANNEXE E)

Nombre des pieux	n = 12
------------------	--------

▪ Sollicitations les plus défavorables :

ELS : $H_{max} = 28.79 \text{ KN}$

ELU : $H_{max} = 48.82 \text{ KN}$

ELA $H_{max} = 288.95 \text{ KN}$

▪ Actions sur les pieux :

- Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4 E I}}$$

E : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie du pieu.

b : Longueur du pieu.

$C_u = \frac{E}{f \sqrt{S}}$: Module de réaction du sol

S : Surface de la fondation en m^2

E : Module d'élasticité du sol MN/m^2 : $E = E_M/\alpha$

E_m : Module préssiométrique.

Application numérique :

E (MPa)	33000
Cu (MN/m³)	29.96
b (m)	1.2
I (m⁴)	0.101
λ	0.228
L (m)	25
$\lambda * L$	5.70

D'où, en tire les valeurs de (X_ϕ^H, X_ϕ^M) pour $\lambda \times L = 5.70$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5.70 \rightarrow \begin{cases} X_\phi^H = 1.42 \\ X_\phi^M = 1.63 \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

ELS : $\bar{M} = -109.90 \text{ kN.m}$
 ELU : $\bar{M} = -186.40 \text{ kN.m}$
 ELA : $\bar{M} = -1103.29 \text{ kN.m}$

▪ **Ferraillage des pieux**

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 ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$) avec $\text{esp} = 13 \text{ cm}$.

Cerces transversales :

▪ Avec Robot expert : 1 Cerce H14, $\text{esp} = 10$ dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

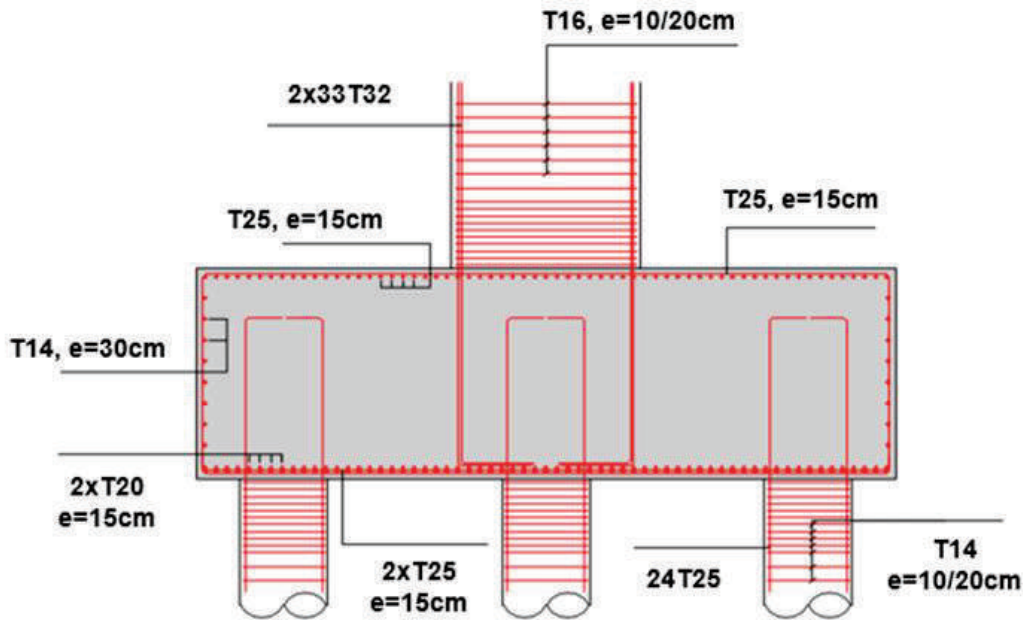


Figure XI.9: Ferraillage de la semelle.

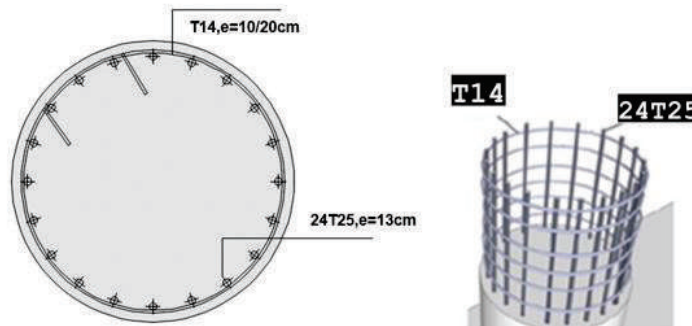


Figure XI.10: Ferraillage du pieu.

IX.3.ETUDE DE LA CULEE

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.3.1. Géométrie de la culée

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

Tableau IX.7 : Les dimensions des éléments de la culée.

	Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Dimension	Longueur : 14.00 m Epaisseur : 2.40 m Hauteur : H _{C1} = 20.80 m H _{C2} = 11.30 m	Longueur : 14.00 m Epaisseur : 0.35 m Hauteur : 2.67 m	Epaisseur : 1.50 m	Longueur : 10.90 m Epaisseur : 4.00 m Hauteur : 0.30 m	Longueur : 14.00 m Epaisseur : 2.40 m Hauteur : 11.30 m
Rôle	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	Porteur des corniches et soutien des remblais	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier

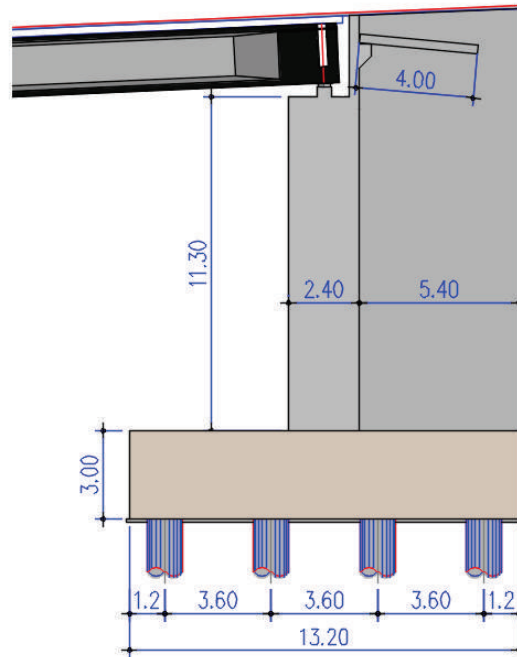


Figure IX.11 : Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Etude de stabilité de la culée

Tableau IX.8 : Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	14058.00	/	0.00	1.50	0.00	/
Mur F	9492.00	/	0.02	8.65	-151.87	/
DDT	163.50	/	3.19	16.08	521.73	/
Mur en R	5760.23	/	3.90	10.09	22459.12	/
Corbeau	66.00	/	1.36	15.76	89.76	/
MGG	337.75	/	1.00	15.68	337.75	/
Poids des Terres Amont	14920.29	/	3.92	9.98	58487.54	/
Poussée des terres	/	12430.10	/	-5.76	/	-71638.78
Poids Sur 10kN/m ²	596.20	/	3.89	/	2319.22	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	510.74	/	-7.04	/	-3593.06
M Renversant : (-) = -75231.85						
M Stabilisant : (+) = 84063.24						

Tableau IX.9 : Evaluations des efforts dus au tablier.

Rg	6014.49	/	0.00	/	0.00	/
R(AI)	1710.47	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1479.02	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1085.82	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1833.02	/	0.00	/	0.00	/
RST	43.03	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	193.61	/	-14.30	/	-2768.58
HT°	/	93.82	/	-14.30	/	-1341.70
Frein AI	/	79.66	/	-14.30	/	-1139.11
Frein Bc	/	150.00	/	-14.30	/	-2145.00

IX.3.3. Combinaisons de charge

Tableau XI.10: Combinaisons des efforts.

		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T+1.2q	51527.70	13292.89	-79524.06	84527.08	5003.03
	G+0.6T+1.2A(l) +ST	53623.30	13388.48	-80890.99	84527.08	3636.09
	G+0.6T+1.2Bc+ST	53345.55	13472.887	-82098.06	84527.08	2429.03
	G+0.6T+Mc120	52613.52	13292.89	-79524.06	84527.08	5003.03
	G+0.6T+D240	53360.72	13292.89	-79524.6	84527.08	5003.03
ELU	1.35G+0.9T+1.6q	69550.47	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81
	1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST)	72356.08	18071.08	-109228.95	114065.18	4836.23
	1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST)	71985.75	18183.63	-110838.37	114065.18	3226.81
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	71016.33	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81
	1.35G+0.9T+1.35D240	72025.05	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81

IX.3.4. Etude sismique de la culée

IX.3.4.1. Evaluation des charges sismique

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- **1^{ème} cas** : cas de séisme «horizontal ; 1+kv» **$K_h = 0,20$**
- **2^{ème} cas** : cas de séisme «horizontal ; 1-kv » **$K_h = 0,20$**
- **3^{ème} cas** : cas de séisme «vertical» **$K_v = 0.3 \times k_h = 0,06$**

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

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

La valeur de la poussée dynamique des terres sur la culée par mètre linéaire est donnée par :

$$M_T = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm K_v) H^2 \times K_{ad}$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_H}{1 \pm k_v} \right).$$

Avec :

ka : Coefficient de poussée des terres

γr : Poids volumique du remblai

H : Hauteur du mur garde grève

L : longueur du remblai, on fait le calcul par 1ml

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de talus avec l'horizontale.

γ (kN/m³)	18.00
φ °	30.00
β °	0.00
ka	0.33
H (m)	17.29
L (m)	14.00
θ1° (1+Kv)	10.68
θ2° (1-Kv)	12.01
Kad (1+kv)	0.46
Kad (1-kv)	0.48

Tableau IX.11 : Evaluations des charges sismique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	843.48	2811.60	0.00	1,50	0.00	4217.40
Mur F	569.52	1898.40	0.02	8,65	-9.11	16423.06
DDT	9.81	32.70	3.19	16,08	31.30	525.69
Mur en R	345.61	1152.05	3.90	10,09	1347.55	11624.13
Corbeau	3.96	13.20	1.36	15,76	5.39	207.97
MGG	20.27	67.55	1.00	15,68	20.27	1059.18
Poids des Terres Amont	895.22	2984.06	3.92	9,98	3509.25	29768.96
Somme	2687.87	8959.55	/	/	4904.64	-63826.39

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	2687.87	8959.55	4904.64	-63826.39

- Voir l'ANNEXE E.

IX.3.4.2 Combinaison d'action

On s'intéresse aux combinaisons suivantes : **Tableau XI.12: Combinaison des charges sismique**

- **P max - H + 0,3V**
- **P min - H - 0,3V**
- **P max + V - 0,3H**
- **P min - V - 0,3H**

	N	V	M
P max - H + 0.3V	45604.12	27729.24	-92838.45
P min - H - 0.3V	43991.41	26361.28	-86454.93
P max + V - 0.3H	47485.63	8480.57	31960.15
P min - V - 0.3H	42109.90	8070.18	24507.43

IX.3.5. Ferrailage des éléments de la culée

IX.3.5.1. Ferrailage du mur garde grève

➤ **Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

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

Avec :

H : hauteur des remblais, H = 2.67 m.

K_a : coefficient de poussée des terres, K_a = 0.33.

L : longueur des remblais, L = 1 m.

Résultat :

P	21.17 KN/ml
M_P	18.84 KN.m/ml
M_P - ELU	25.44 KN.m
M_P - ELS	18.84 KN.m

- Moment dû à la force de freinage M_{fBc} :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

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

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.

Résultat :

M_f - ELU	91.71 KN.m
M_f - ELS	68.78 KN.m

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

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

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

B_c : coefficient de pondération du système B_c .

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

Résultat :

M_{P-ELU}	59.33 KN.m
M_{P-ELS}	44.50 KN.m

➤ **Combinaison d'actions sur le MGG :**

Résultat : $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 132.12 \text{ kN.m/ml}$.

$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 176.48 \text{ kN.m/ml}$.

➤ **Ferraillage de mur garde-grève (Voir figure IX.12) :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 21.60 \text{ cm}^2$.

On prend: 8HA20/ml; $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$, $St = 12.50 \text{ cm}$.

Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 5.40 \text{ cm}^2$. On prend: 6HA20/ml, $St = 20 \text{ cm}$.

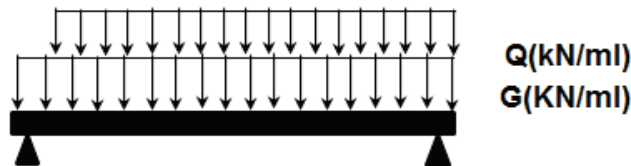
Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 7.20 \text{ cm}^2$. On prend : 14HA20/ml, $St = 12.50 \text{ cm}$.

IX.3.5.2. Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.



➤ **Evaluation des efforts :**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 0.72$ → $G_{\text{remblais}} = 12.96 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $G_{\text{P.Dalle}} = 25 \times 0.3$ → $G_{\text{P.dalle}} = 7.5 \text{ kN/ml}$
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 25 \times 0.08$ → $G_{\text{Revêtement}} = 2 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : → $Q = 10 \text{ kN/ml}$.

Tableau IX.13 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	12.96	25.92	25.92
Surcharges	10	20	20

➤ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition :**

Résultat :

$$M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2M_Q = 68.92 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ELS}} = V_G + 1.2V_Q = 68.92 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 90.64 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ELU}} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 90.64 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de transition (Voir figure IX.12) :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Résultat :

Section d'acier: $A_s = 10.90 \text{ cm}^2$.
 On prend: 6HA16/ml; $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$, $St = 20 \text{ cm}$.
Armatures transversales :
 $A_{st} = A_s/4 = 2.73 \text{ cm}^2$. On prend : 6HA12/ml, $St = 20 \text{ cm}$
Armatures de construction :
 $A's = A_s/3 = 3.63 \text{ cm}^2$. On prend : 6HA12/ml, $St = 20 \text{ cm}$.

IX.3.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

➤ **Evaluation des efforts :**

- Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = ql/2 ; R_{\text{Rem}} = \frac{22.46 \times 4}{2} = 44.92 \text{ kN/m}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.

q : charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_p \text{ dalle}$.

- Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{sur-remblais}} = \frac{ql}{2} ; R_{\text{sur-remblais}} = 20 \text{ kN/ml}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

Résultat : $R_{\text{ELU}} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 92.64 \text{ kN/ml}$.

$R_{\text{ELS}} = M_G + 1.2M_Q = 68.92 \text{ kN/ml}$.

➤ **Ferraillage du corbeau (Voir figure IX.12) :**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Résultat :

Section d'acier : $A_s = 11.20 \text{ cm}^2$, On prend : 6HA14/ml, $St = 12.50 \text{ cm}$.

Armatures de construction : $A's = A_s/3$, On prend : HA12/ml, $St = 20 \text{ cm}$.

IX.3.5.4. Mur en retour

➤ **Combinaisons des efforts :**

$M_{xx} \text{ Max-Els}$	880 KN.m	$N_{xx} \text{ Max-corr}$	0 KN	Sens vertical
$M_{yy} \text{ Max-Els}$	910 KN.m	$N_{yy} \text{ Max-corr}$	120 KN	Sens horizontal

➤ **Ferraillage (Voir figure IX.12) :**

- Ferraillage verticale

Section d'acier : $A_s = 24.40 \text{ cm}^2$, On prend : 6HA25/ml, $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de construction : $A's = A_s/3 = 8.13 \text{ cm}^2$, On prend : 6HA16/ml,

$St = 20 \text{ cm}$.

- Ferraillage horizontale

Section d'acier : $A_s = 26.10 \text{ cm}^2$, On prend : 6HA25/ml, $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de construction : $A's = A_s/3 = 8.70 \text{ cm}^2$, On prend : 6HA16/ml,

$St = 20 \text{ cm}$.

IX.3.5.5. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations). Le détail de calcul est présenté dans l'ANNEXE E.

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

- ELS : $M_{\max} = -2641.85 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1311.24 \text{ KN/ml}$
- ELS : $T_{\max} = 536.45 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1311.24 \text{ KN/ml}$
- ELU: $M_{\max} = -3372.46 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1768.52 \text{ KN/ml}$.
- ELU : $T_{\max} = 723.87 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1768.52 \text{ KN/ml}$

➤ **Ferraillage mur frontal (Voir figure IX.12) :**

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve : $A_s = 24.5 \text{ cm}^2$.

On prend $2 \times 8\text{HA}25/\text{ml}$ avec $St = 12.50 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

$A_{st} = A_s/4$. On prend : $\text{HA}14/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 8.17 \text{ cm}^2$. On prend : $\text{HA}25/\text{ml}$ avec $St = 12.50 \text{ cm}$.

IX.3.5.6. Semelle

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

Tableau XI.14: Les réactions max des pieux.

	Ri	Xi	M(KN.ml)
Condition normale ELS	13133.97	4.78	4421.15
	13268.92	1.18	1102.63
	Total		5523.78
Condition sismique ELA	19137.57	4.78	6442.08
	13979.88	1.18	1161.71
	Total		7603.79

➤ **Ferraillage semelle (Voir figure IX.12) :**

Armatures transversales Inférieures :

$A_s = 81.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Soit $2 \times 6\text{T}32/\text{ml}$, $e = 12.5 \text{ cm}$

Armatures longitudinales inférieures :

$A_s = 45.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Soit $2 \times 6\text{T}25/\text{ml}$, $e = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales supérieures :

$A_s = 45.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Soit $6\text{T}32/\text{ml}$, $e = 20 \text{ cm}$

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 45.00 \text{ cm}^2$, Soit $6\text{T}32/\text{ml}$, $e = 20 \text{ cm}$

Armatures latérales :

Soit $\text{T}16$, $e = 25 \text{ cm}$

IX.3.5.7. Calcul des pieux

➤ **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

Nombre des pieux	n = 16
------------------	--------

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

ELS : $H_{max} = 842.06 \text{ KN}$

ELU : $H_{max} = 1136.48 \text{ KN}$

ELA : $H_{max} = 1733.08 \text{ KN}$

➤ **Actions sur les pieux**

- Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

b : Longueur du pieu.

C_u : Module de réaction du sol $C_u = \frac{E}{f\sqrt{s}}$

S : surface de la fondation en m²

E : module d'élasticité du sol MN/m² $E = \frac{Em}{\alpha}$; E_m module préssiométrique

Application numérique :

E (MPa)	33000
C_u (MN/m³)	26.28
b (m)	1.2
I (m⁴)	0.101
λ	0.221
L (m)	25
λ*L	5.51

D'où, en tire les valeurs de (X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M) pour $\lambda \times L = 5.70$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5.51 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.40 \\ X_{\phi}^M = 1.62 \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

ELS : $\bar{M} = 3302.1 \text{ kN.m}$

ELU : $\bar{M} = 4456.65 \text{ kN.m}$

ELA : $\bar{M} = 6796.20 \text{ kN.m}$

➤ **Ferrailage des pieux (Voir figure IX.12)**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

- Avec Robot expert $A_s = 335.2 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 2*21HA32 ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$) avec esp = 15 cm.

Cerces transversales :

- Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques et 15 cm dans les zones courantes.



Figure XI.12: Ferrailage de la culée.

IX.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure du viaduc en tenue compte d'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé, comme est le cas de notre ouvrage.



CONCLUSION.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail est d'aboutir un viaduc autoroutier à poutres en béton précontraint conçu et calculé de façon à résister avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation.

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'études, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de constater que la solution à la problématique du dimensionnement d'un ouvrage d'art fiable passe par une étude ficelée et détaillée.

Par ailleurs, A travers ce rapport on ne prétend pas avoir couvert toutes les notions liées au projet mais on a pu visualiser les différentes phases de la conception et l'étude technique des ponts à poutres en béton précontrainte notamment le calcul de la précontrainte, la modélisation à l'aide des outils informatiques et le calcul de l'infrastructure.

Enfin, ce travail nous a permis ainsi de compléter notre formation d'ingénieur de l'ENSTP et d'enrichir nos connaissances en matière de travaux publics , en général, et l'étude des ouvrages d'art, en particulier.

Exemple d'un sondage carotté

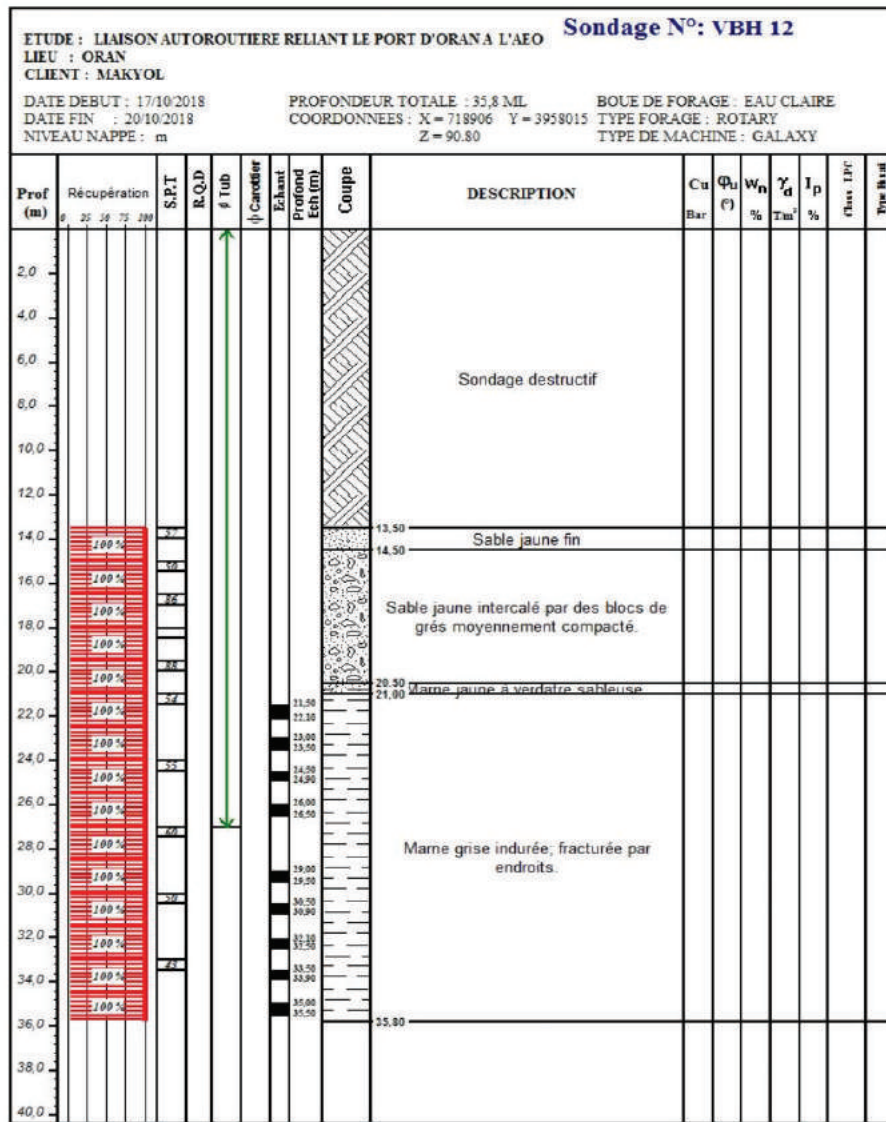
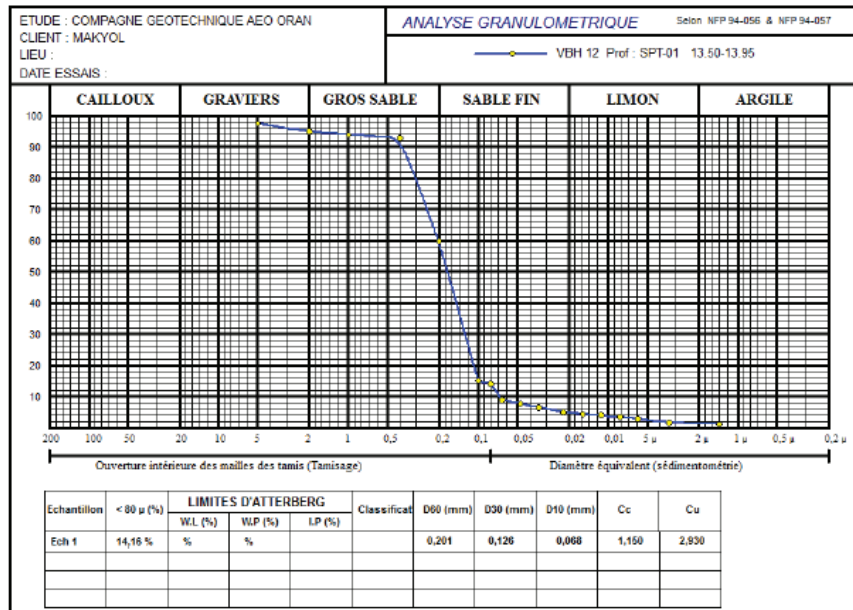


Figure A.1 : Sondage carotté (VBH12) sur 27 m de profondeur.

ANNEXE A.

ECHANTILLONS		K-01 21.50-22.10	K-02 23.00-23.50	K-05 29.00-29.50	K-06 30.50-30.90	K-09 35.00-35.50
ESSAIS						
Teneur en eau (%)		21.73	23.44	19.32	22.69	21.75
Densité (t/m ³)		/	1.65	/	1.67	1.71
Essai de compression uni-axiale (bars)		/	4.41	/	11.91	2.32
Essai à la boîte de cisaillement CD	Cohésion (C') bars	0.49	/	0.55	/	/
	Frottement (Φ') Degrés °	19.32	/	6.00	/	/
Essai oedomètre	Pc (bars)	2.39	/	2.67	/	/
	Cc (%)	5.16	/	21.67	/	/
	Cg (%)	2.33	/	4.82	/	/

ECHANTILLONS		SPT-01 13.50-13.95	SPT-06 21.00-21.45	SPT-08 27.00-27.45
ESSAIS				
Analyse granulométrique et sédimentométrique (%<80µ)		14.16	98.32	98.40
Limites d'Atterberg	WL (%)	Irréalizable (gros sable)	66.7	59.14
	WP (%)	Irréalizable (gros sable)	42.6	25.2
	IP (%)	Irréalizable (gros sable)	24.1	33.94



ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1

Etude : COMPAGNE GEOTECHNIQUE AEO ORAN Dossier N° : 62-2018 N° Sond : VBH 12 Prof : K-01 21.50 - 22.10 Nature sol :	Date essai : Type d'essai : CD Vitesse de cisaillement : 0,025 mm/mn Opérateur :
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------

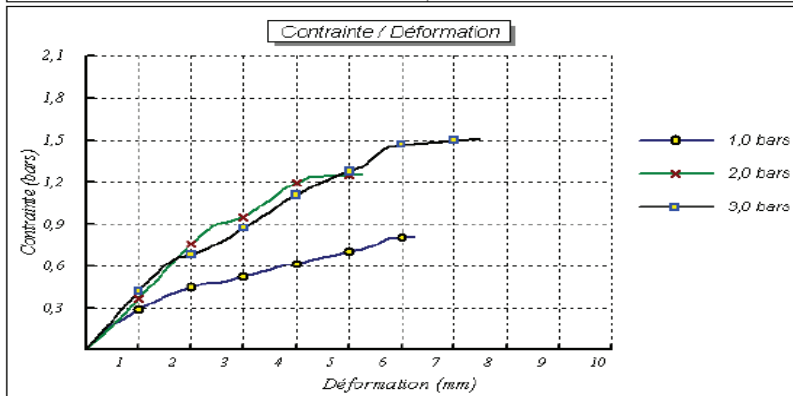
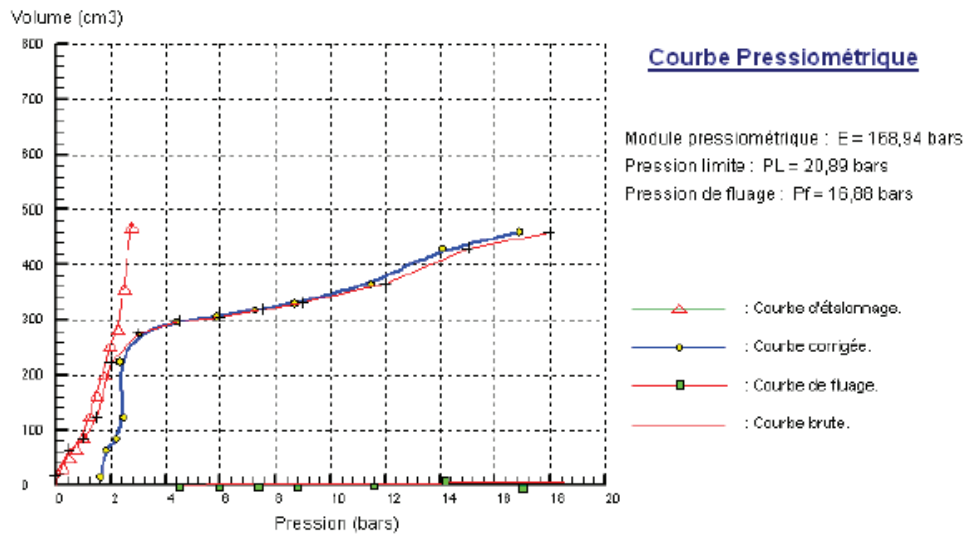


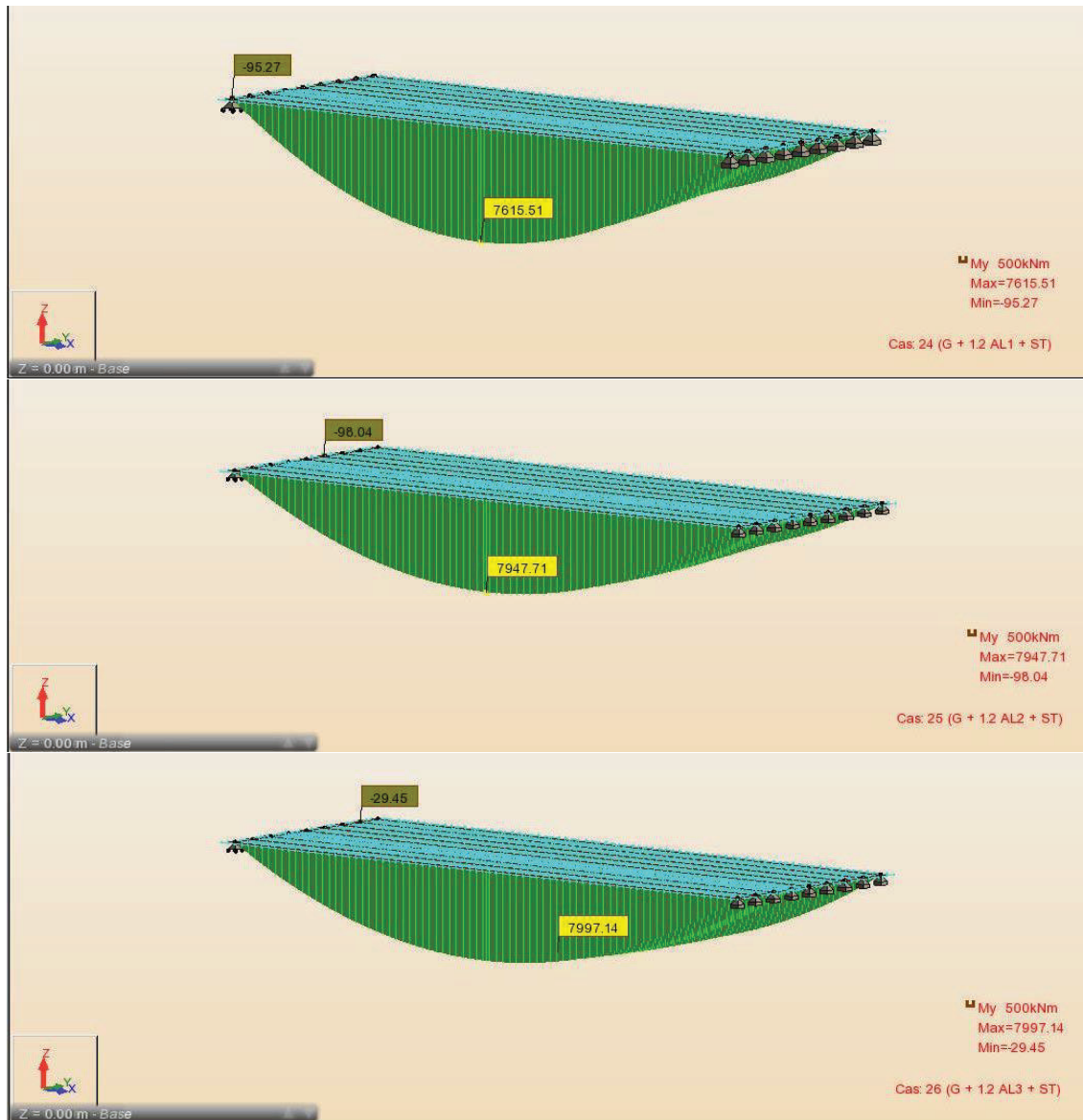
Figure A.2 : Résultats des essais de laboratoire du sondage (VBH12).



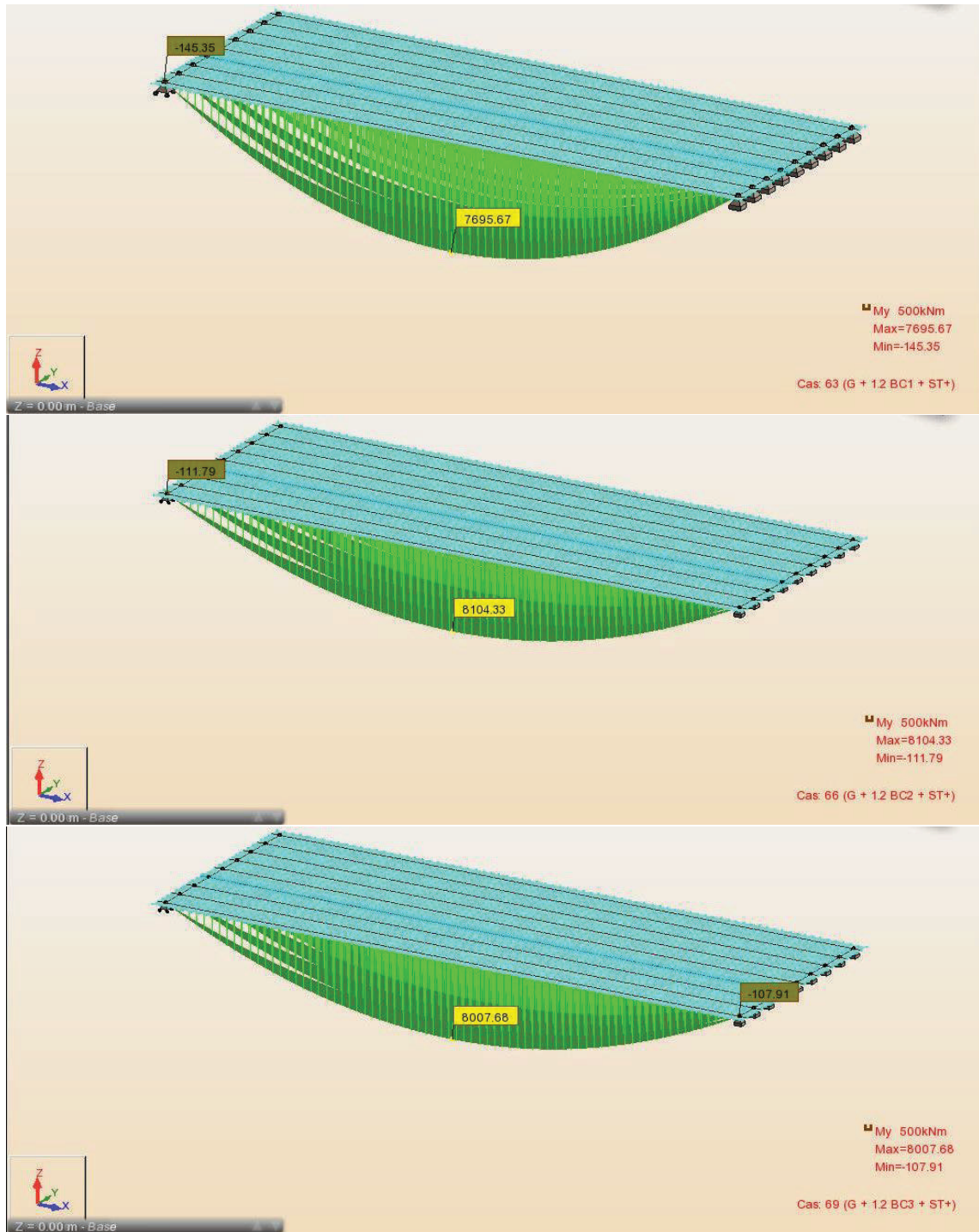
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	11	16	1,62
0,50	57	64	1,82
1,00	79	84	2,20
1,50	112	123	2,46
2,00	185	224	2,34
3,00	266	275	3,02
4,50	294	297	4,39
6,00	305	306	5,83
7,50	316	319	7,25
9,00	330	331	8,68
12,00	361	365	11,47
15,00	416	430	14,07
19,00	460	460	16,88

Figure A.3 : Essai pressiométrique Menard (VPR12) sur 19 m de profondeur.

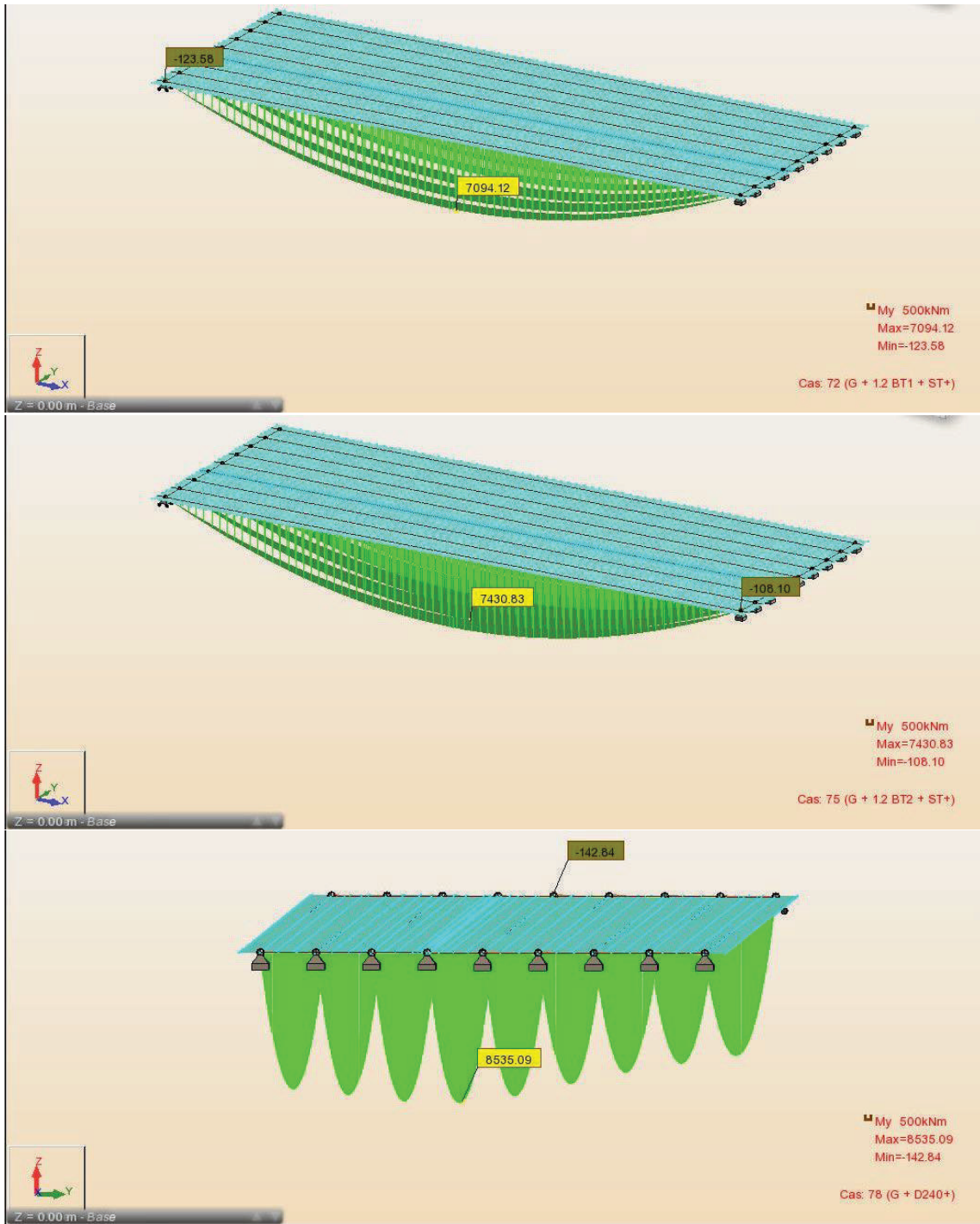
Diagrammes des moments a l'ELS :



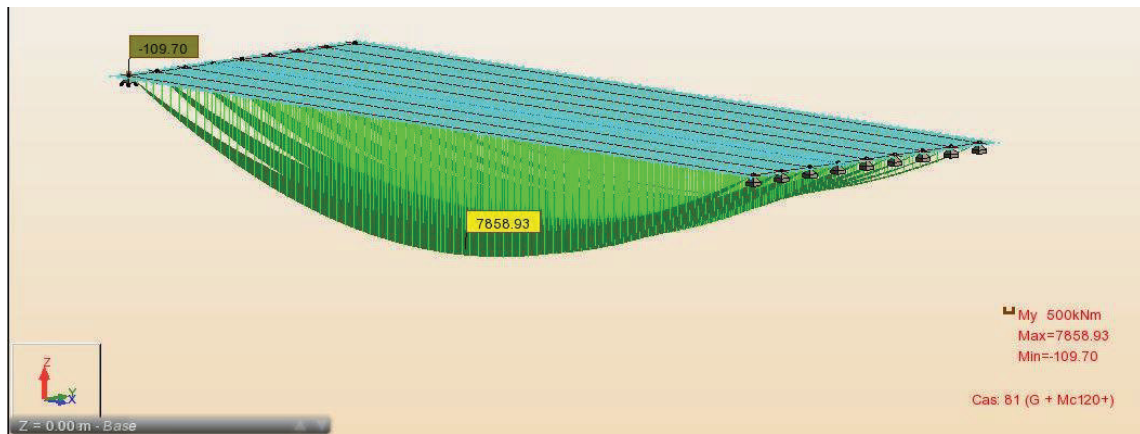
ANNEXE B.



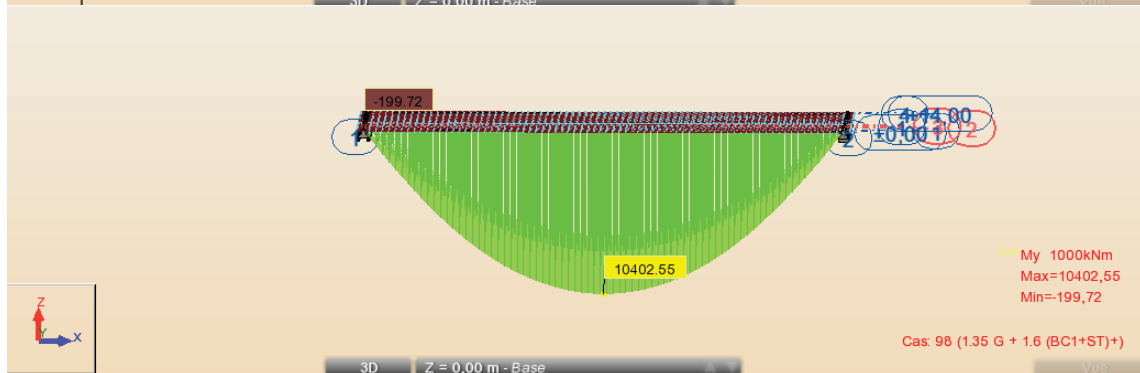
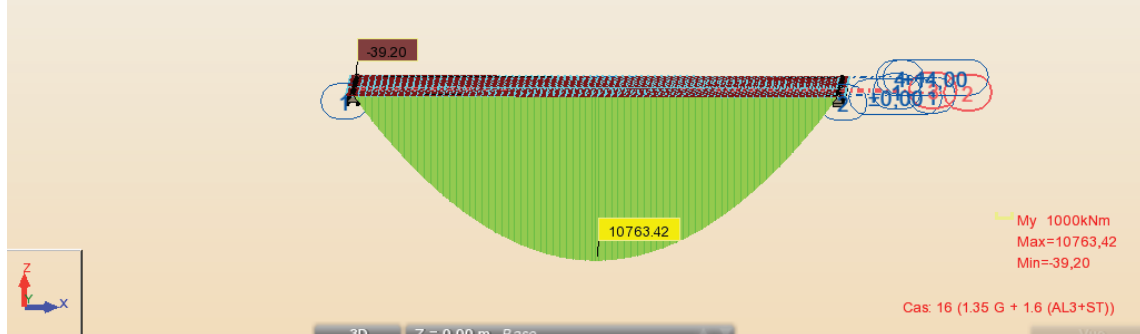
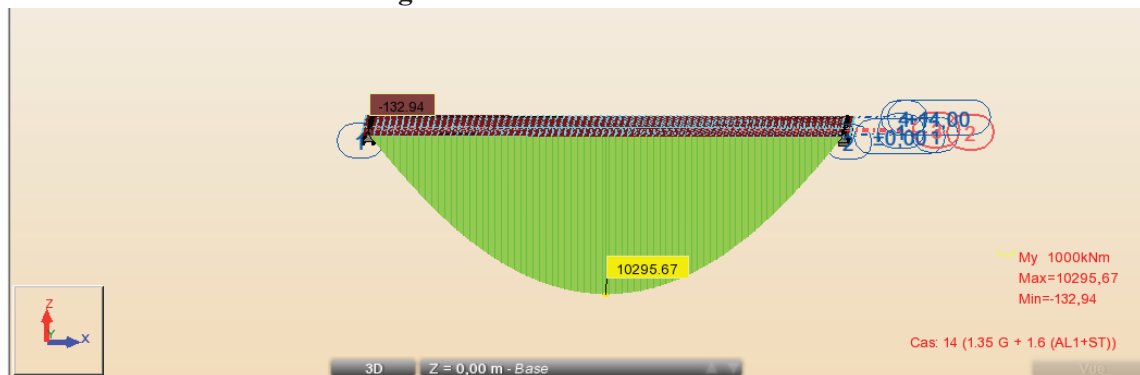
ANNEXE B.



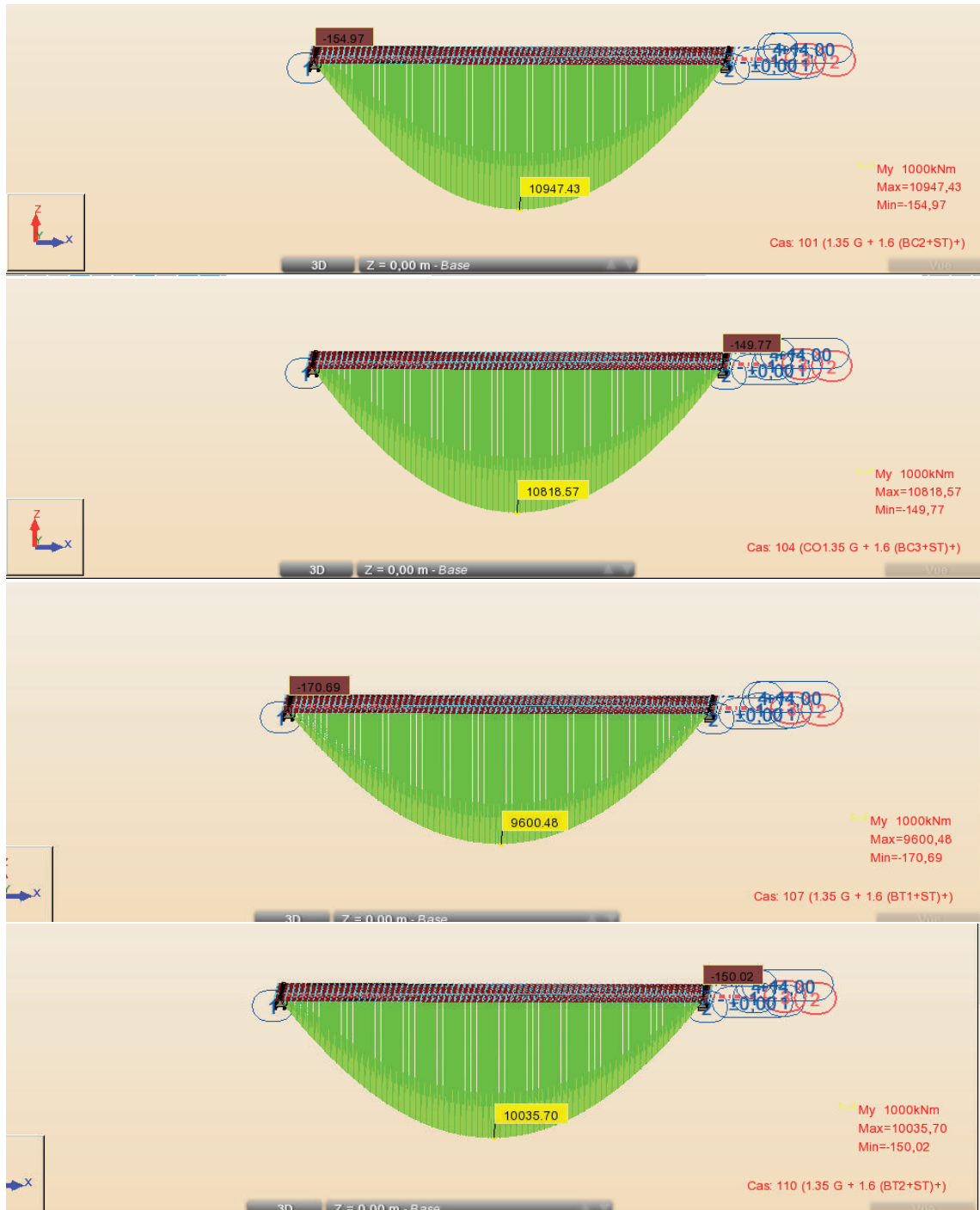
ANNEXE B.



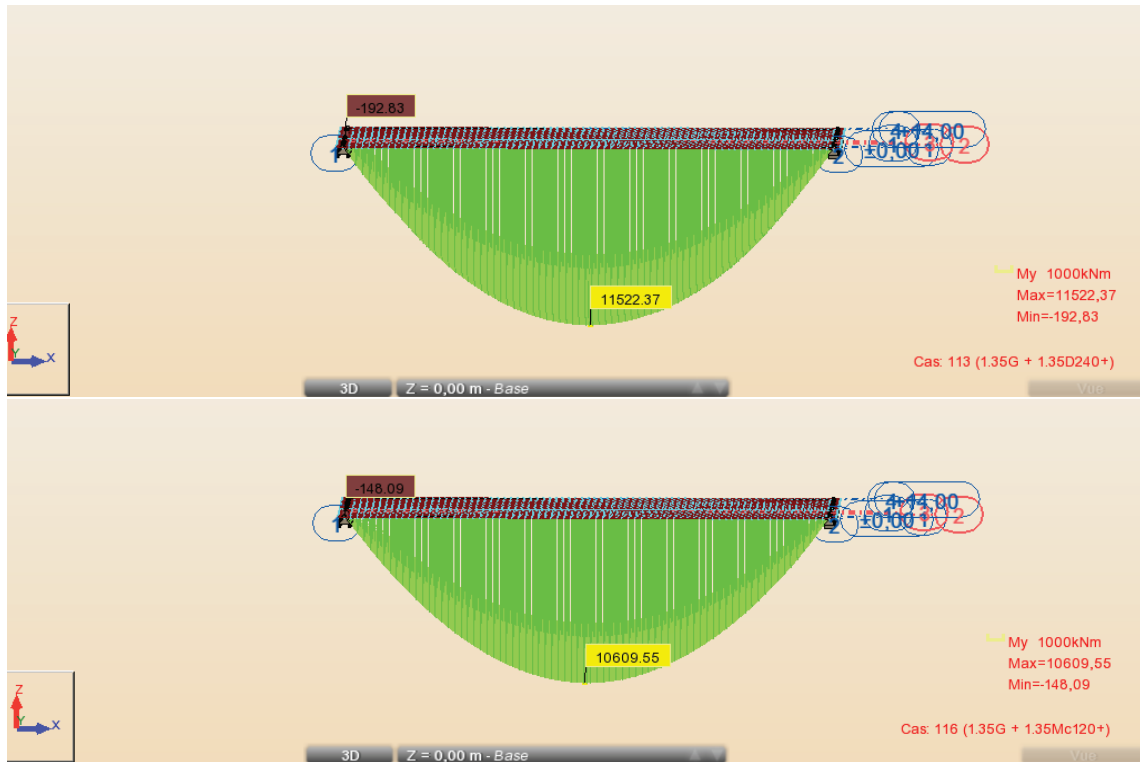
Diagrammes des moments a l'ELU



ANNEXE B.



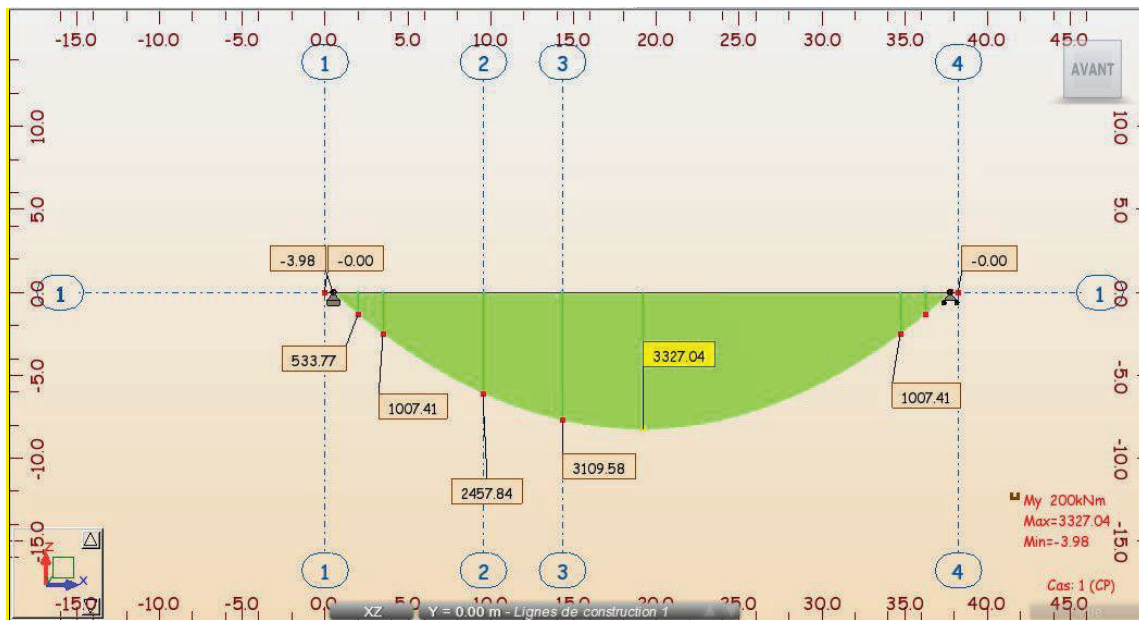
ANNEXE B.



Moment max CP+CCP de la poutre 4 la plus sollicité :



Moment poutre seul :

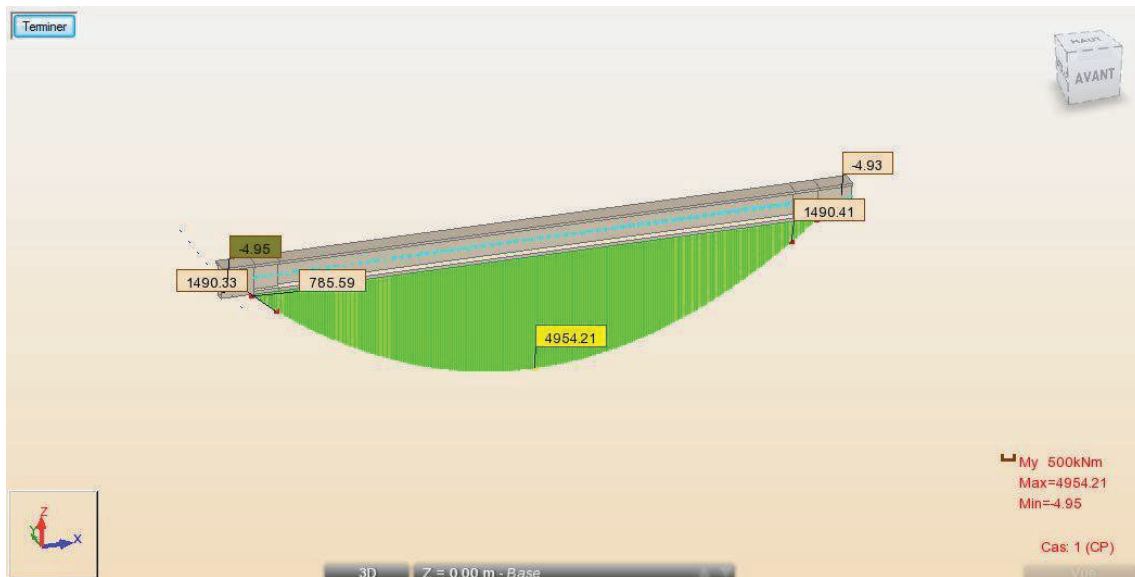


Caracteristique des cables :

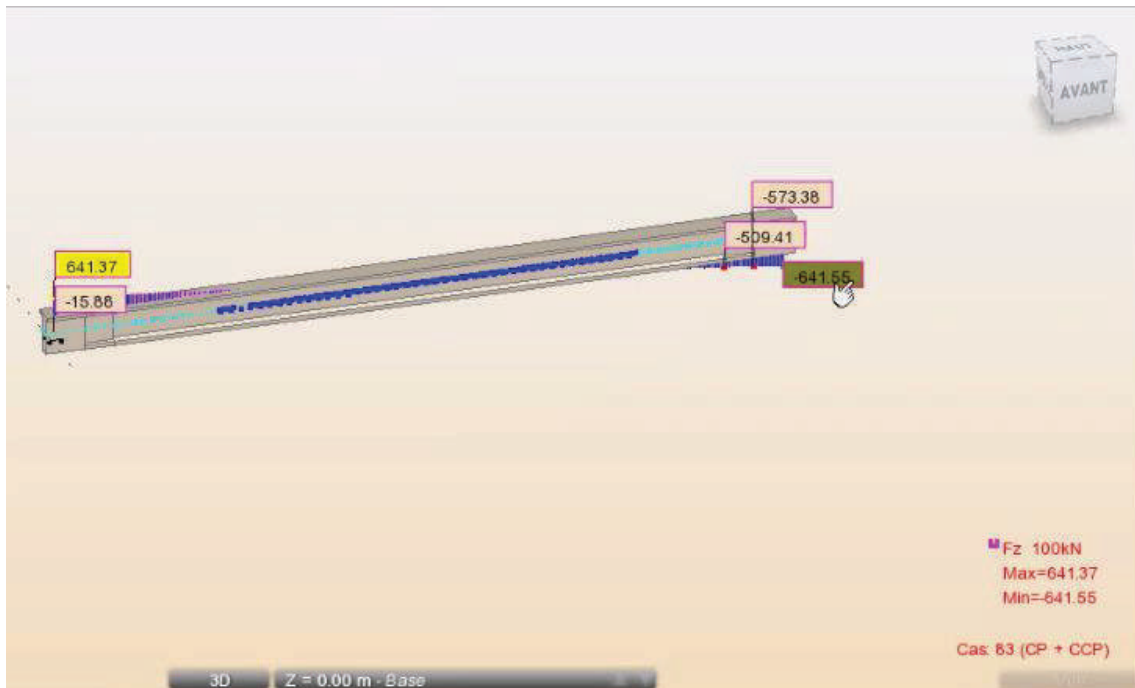
T_m	D	S	F_{pk}	M	$F_{p0.1\%}$	F_a	T_a
MPa	mm	mm ²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D : diamètre nominal
 F_{pk} : valeur caractéristique de la charge maximale (égale à $f_{pk} \cdot A_p$ selon Eurocode 2 ou F_m selon prEN)
 $F_{p0.1\%}$: valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
 F_o : force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : $F_o = \text{Min} \{ 0,8 F_{pk} ; 0,9 F_{p0.1\%} \}$
 M : masse nominale par mètre
 S : section nominale
 T_o : contrainte à l'origine correspondante à F_o
 T_m : contrainte à rupture

Moment max poutre plus dalle sous charge permanent :



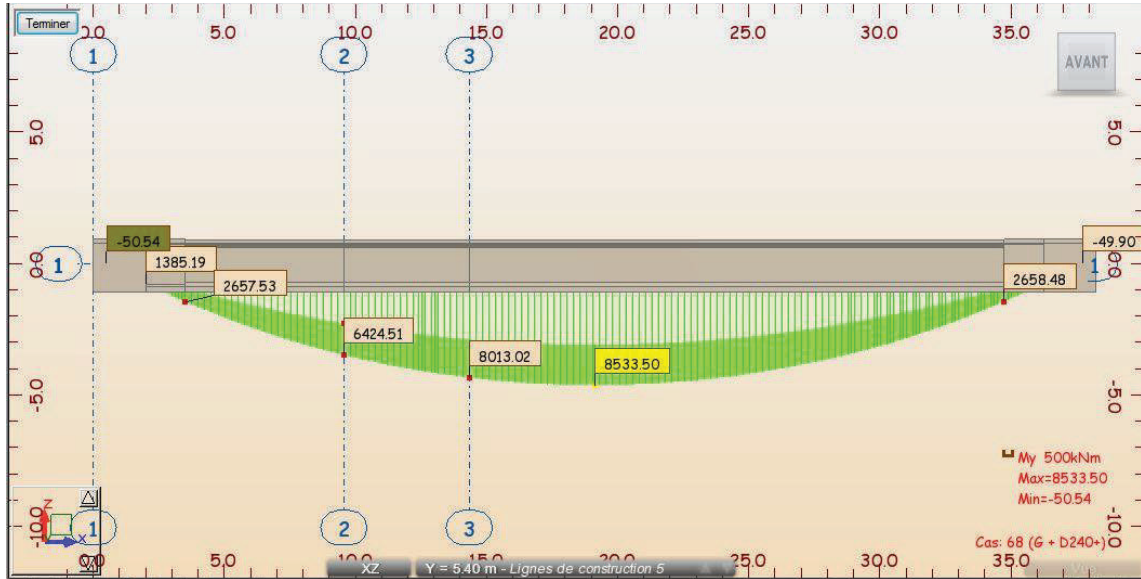
Effort tranchant poutre sous charge permanente :



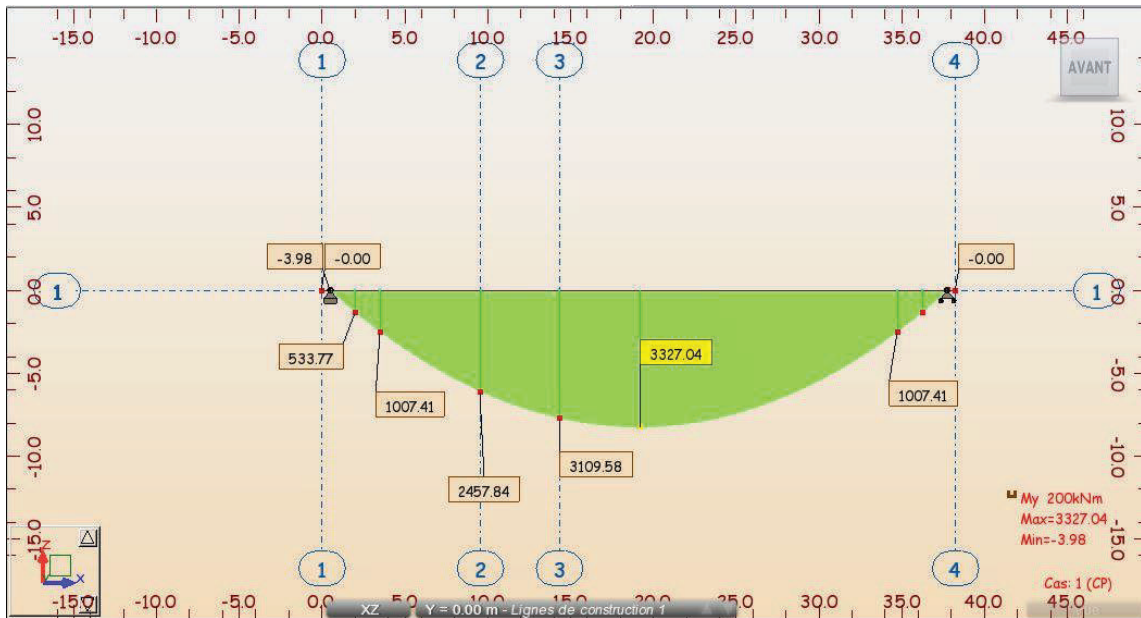
Effort tranchant sous la combinaison (G+D240) :



Moment de la poutre la plus sollicité en ($x=0, x=L/4, x=3L/8, x=L/2$) à ELS sous combinaison (G+D240)



Moment de la poutre la plus sollicité en ($x=0, x=L/4, x=3L/8, x=L/2$) sous charge permanente



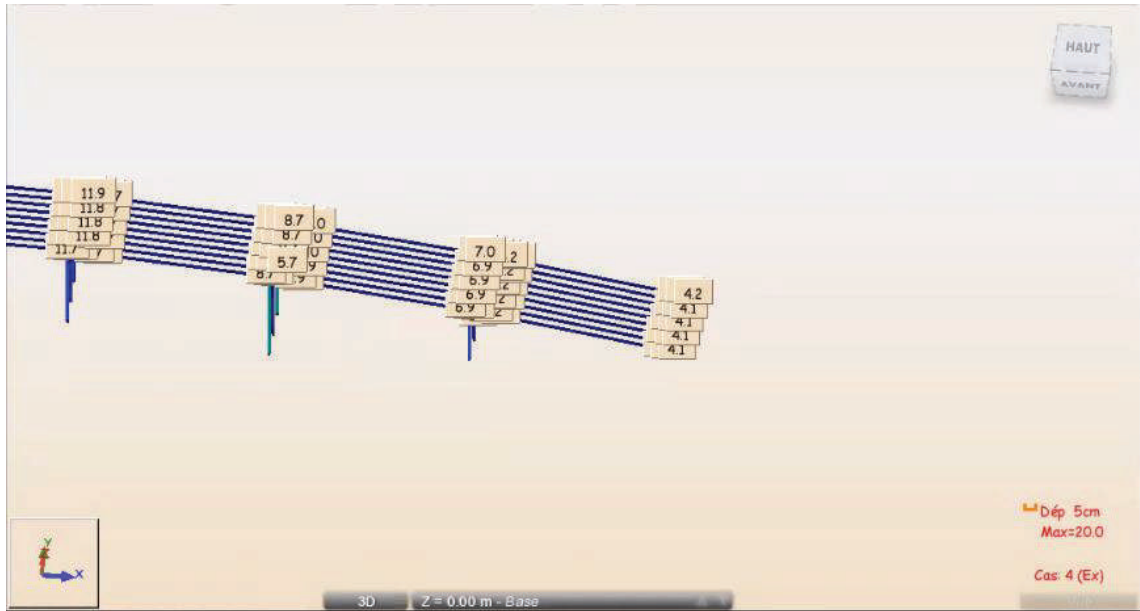
Periodes et participation modale des modes :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 5	0.57	1.74	73.20	14.68	0.02	13.26
3/ 6	0.59	1.69	73.70	31.10	0.50	16.42
3/ 7	0.61	1.64	73.70	31.46	0.00	0.37
3/ 8	0.61	1.63	73.84	36.50	0.14	5.04
3/ 9	0.62	1.60	74.47	36.51	0.62	0.01
3/ 10	0.65	1.54	74.80	37.90	0.13	1.39
3/ 11	0.65	1.54	74.86	39.76	0.26	1.86
3/ 12	0.66	1.51	74.90	41.78	0.05	2.02
3/ 13	0.71	1.41	90.47	41.78	15.56	0.00
3/ 14	0.73	1.38	91.16	46.84	0.70	5.05
3/ 15	0.73	1.38	91.50	49.94	0.33	3.11
3/ 16	0.73	1.37	91.70	57.12	0.21	7.17
3/ 17	0.77	1.30	91.74	58.46	0.04	1.34
3/ 18	0.77	1.30	91.75	63.45	0.01	4.99
3/ 19	0.77	1.29	92.16	63.81	0.42	0.36
3/ 20	0.78	1.28	92.22	65.76	0.06	1.95
3/ 21	0.81	1.23	92.29	74.64	0.07	8.88
3/ 22	0.83	1.21	92.52	74.69	0.23	0.05
3/ 23	0.85	1.17	93.59	74.71	1.07	0.02
3/ 24	0.88	1.14	93.60	75.02	0.01	0.31
3/ 25	0.88	1.13	93.78	83.46	0.17	8.44
3/ 26	0.90	1.11	93.86	83.47	0.08	0.00
3/ 27	0.92	1.09	93.96	83.96	0.10	0.50
3/ 28	0.93	1.08	95.67	83.96	1.71	0.00
3/ 29	0.95	1.05	95.69	84.01	0.02	0.04
3/ 30	0.96	1.04	95.69	84.15	0.00	0.14
3/ 31	0.96	1.04	95.73	87.95	0.04	3.80
3/ 32	0.97	1.03	95.73	89.18	0.00	1.23
3/ 33	0.98	1.02	96.66	89.19	0.93	0.00
3/ 34	0.99	1.01	96.67	89.20	0.01	0.01
3/ 35	0.99	1.01	96.77	89.21	0.10	0.01
3/ 36	1.00	1.00	96.77	89.28	0.00	0.07

Déplacement max de l'ouvrage :

Noeud/Cas/Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
389/ 4/ CQC	19.6>>	4.2	0.4	0.000	0.000	0.000
389/ 4/ 4	-5.8<<	-0.8	-0.1	-0.000	0.000	0.000
389/ 4/ CQC	19.6	4.2>>	0.4	0.000	0.000	0.000
389/ 4/ 6	0.3	-2.6<<	-0.1	0.000	0.000	-0.000
389/ 4/ CQC	19.6	4.2	0.4>>	0.000	0.000	0.000
389/ 4/ 4	-5.8	-0.8	-0.1<<	-0.000	0.000	0.000
389/ 4/ 6	0.3	-2.6	-0.1	0.000>>	0.000	-0.000
389/ 4/ 8	0.0	0.4	0.0	-0.000<<	-0.000	0.000
389/ 4/ CQC	19.6	4.2	0.4	0.000	0.000>>	0.000
389/ 4/ 1	19.1	3.2	0.4	0.000	-0.000<<	-0.000
389/ 4/ 8	0.0	0.4	0.0	-0.000	-0.000	0.000>>
389/ 4/ 11	0.1	0.2	0.0	-0.000	0.000	-0.000<<
1555/ 4/ CQC	17.0>>	3.4	0.4	0.001	0.007	0.000
1555/ 4/ 4	-4.7<<	-0.7	-0.1	0.000	-0.002	0.000
1555/ 4/ CQC	17.0	3.4>>	0.4	0.001	0.007	0.000
1555/ 4/ 6	0.3	-1.8<<	-0.1	0.000	0.000	-0.000
1555/ 4/ CQC	17.0	3.4	0.4>>	0.001	0.007	0.000
1555/ 4/ 4	-4.7	-0.7	-0.1<<	0.000	-0.002	0.000
1555/ 4/ CQC	17.0	3.4	0.4	0.001>>	0.007	0.000
1555/ 4/ 1	16.5	2.8	0.4	-0.001<<	0.006	0.000
1555/ 4/ CQC	17.0	3.4	0.4	0.001	0.007>>	0.000
1555/ 4/ 4	-4.7	-0.7	-0.1	0.000	-0.002<<	0.000
1555/ 4/ CQC	17.0	3.4	0.4	0.001	0.007	0.000>>
1555/ 4/ 11	-0.1	0.1	0.0	-0.000	-0.000	-0.000<<

La figure montre le déplacement des nœuds au niveau de la culé :



« PILE »

Combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU et vérification des nombres des pieux :

CN à L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	2ème file	3ème file	Qels	Rem
						R ₁	R ₂	R ₃		
G+0.6T	38768,03	249,90	10870,73	0,00	10870,73	2853,21	3230,67	3608,12	6854,00	CV
G+1.2Al +ST+0.6 T	40863,62	345,49	15028,89	1482,50	16511,39	2831,99	3405,30	3978,61	6854,00	CV
G+1.2Bc +ST+0.6 T	40585,88	429,90	22858,89	1382,91	24241,80	2540,43	3382,16	4223,89	6854,00	CV
G+Mc12 0+0.6T	39853,85	249,90	10870,73	857,80	11728,53	2913,91	3321,15	3728,39	6854,00	CV
G+D240 +0.6T	40601,05	249,90	10870,73	1393,10	12263,82	2957,59	3383,42	3809,25	6854,00	CV

CN A L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	2ème file	3ème file	Qelu	Rem
						R ₁	R ₂	R ₃		
1.35G+0 .9*T	52336,84	345,81	15042,81	0,00	15042,81	3839,08	4361,40	4883,72	11515,71	CV
1.35G+1 .6Al+1.6 ST+0.9T	55142,44	473,26	20587,03	1983,37	22570,40	3811,51	4595,20	5378,90	11515,71	CV
1.35G+1 .26B+1.6 ST+0.9T	54772,12	585,81	25482,81	1850,60	27333,40	3615,27	4564,34	5513,42	11515,71	CV
1.36G+1 .35Mc12 0+0.9T	54811,41	345,81	15042,81	857,80	15900,61	4015,51	4567,62	5119,72	11515,71	CV
1.35G+1 .35D240 +0.9T	52394,93	345,81	15042,81	1393,10	16435,90	3795,55	4366,24	4936,94	11515,71	CV

B= 9,6 m			
R _{max} = (N/n)+{Myi /Syi ² }			
R _{min} = (N/n)-{Myi /Syi ² }			
n=	12	Nombre de pieux par file=	
y1=	3,6		4
y2=	0		4
y3=	-3,6		4

Evaluations des actions Sismiques :

	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	M _{FHL/°}	M _{FHT/°}
Pile	0.00	1.53	2.90	61.4	61.69

Efforts provenant du Tablier :

	Rmax	Rmin
N (MN)	12.03	12.03
V(MN)	0.23	0.23
ML(MN)	9.36	9.36

Efforts provenant de la pile :

	Fûts	Chevêtre	Semelle	Somme
N (MN)	15.45	1.79	0.00	17.24

Combinaisons d'action au pied de la pile :

	Comb ₁	Comb ₂	Comb ₃	Comb ₄	Comb ₅	Comb ₆
M_L	87.97	28.83	9.36	-69.25	-10.11	9.36
M_T	29.51	61.69	0.00	-29.51	-61.69	0.00
N (MN)	29.26	29.26	29.26	29.26	29.26	29.26

Effort par Fut = Effort Total / Nombre de Fut

M_{max-l} = 29324.95 KN.m/ml
M_{co T} = 9836.20 KN.m/ml
N_{cor} = 9754.68 KN/ml

Effort du au poids Semelle : N (MN) = 9,50

Effort sismique Semelle :

V_L (MN)	1,90
V_T(MN)	1,90
M_L	2,85
M_T	2,85
N (MN)	0,00

Effort à la Base de la fondation :

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	M _{FHL/0}	M _{FHT/0}
Pile	0,00	1,53	2,90	61,4	61,69

Combinaisons des directions :

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (MN)	2,44	0,00	0,00	2,44	0,73	0,00
V _T (MN)	0,00	3,47	0,00	1,04	3,47	0,00
M _L	61,47	0,00	0,00	61,47	18,44	0,00
M _T	0,00	61,75	0,00	18,53	61,75	0,00
N (MN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Efforts provenant du Tablier :

	R _{max}	R _{min}
N (MN)=	12,03	12,03
V(MN)=	0,23	0,23
ML(MN)=	10,05	10,05

Combinaisons d'action au pied de la pile :

	COMB ₁	COMB ₂	COMB ₃	COMB ₄	COMB ₅	COMB ₆
V _L (MN)	2,67	0,96	0,23	-2,21	-0,50	0,23
V _T (MN)	1,04	3,47	0,00	-1,04	-3,47	0,00
M _L	71,53	28,50	10,05	-51,42	-8,39	10,05
M _T	18,53	61,75	0,00	-18,53	-61,75	0,00
N (MN)	38,77	38,77	38,77	38,77	38,77	38,77
M equi	73,89	68,01	10,05	54,66	62,32	10,05

Actions sur les pieux :

	ELA				Rem
	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)	Qacc	
E1	0,67	3,23	5,80	13,44	C.V
E2	0,87	3,23	5,59	13,44	C.V
E3	2,88	3,23	3,58	13,44	C.V
E4	1,33	3,23	5,13	13,44	C.V
E5	1,07	3,23	5,39	13,44	C.V
E6	2,88	3,23	3,58	13,44	C.V

« CULEE »

Evaluation des charges sismiques dues à la pousse dynamique.

	ELS				Qacc	Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file		
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)	R4(KN)		
G+0.6T+1.2q	3324.71	3255.22	3185.74	3116.25	7794.00	C.V
G+0.6T+1.2A(l)+ST	3427.21	3376.71	3326.21	3275.70	7794.00	C.V
G+0.6T+1.2Bc+ST	3384.70	3350.97	3317.23	3283.49	7794.00	C.V
G+0.6T+Mc120	3392.57	3323.09	3253.60	3184.12	7794.00	C.V
G+0.6T+D240	3439.27	3369.79	3300.30	3230.82	7794.00	C.V

	ELU				Qacc	Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file		
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)	R4(KN)		
1.35G+0.9T+1.6q	4485.63	4393.15	4300.66	4208.18	12485.71	C.V
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	4623.01	4555.84	4488.67	4421.50	12485.71	C.V
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	4566.33	4521.52	4476.70	4431.88	12485.71	C.V
1.35G+0.9T+1.35Mc120	4577.25	4484.76	4392.28	4299.80	12485.71	C.V
1.35G+0.9T+1.35D240	4640.29	4547.81	4455.32	4362.84	12485.71	C.V

Evaluation des charges sismiques dues à la pousse dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Pd (1+kv)	/	18516.16	/	5.763	/	-106714.83
Pd (1-kv)	/	17147.03	/	5.763	/	-98824.06

	N2 (kN)	V2 (kN)	Mh (Kn.m)
Pd Max	0.00	18516.16	-106714.83
Pd Min	0.00	17147.03	-98824.06

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
Cas 1	0.00	27475.72	-170541.22
Cas 2	0.00	26106.59	-162650.45
Cas 3	2687.87	0.00	4904.64

Evaluation des charges sismiques dues au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Séisme Tablier	0.00	1109.40	0.00	14.30	0.00	-15864.42

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Séisme Tablier	0.00	1109.40	0.00	-15864.42

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0.00	27498.11	171277.52
CAS 2	0.00	26130.15	163422.31
CAS 3	2687.87	0.00	4904.64

Combinaisons des actions sur pieux à l'ELA.

	ELA				Qacc	Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	4ème file		
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)	R4(KN)		
P max - H + 0.3V	916.12	2205.55	3494.97	4784.39	14567.00	C.V
P min - H - 0.3V	948.32	2149.08	3349.84	4550.61	14567.00	C.V
P max + V - 0.3H	3633.69	3189.80	2745.91	2302.02	14567.00	C.V
P min - V - 0.3H	3142.44	2802.06	2461.68	2121.30	14567.00	C.V

Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	9492.00	/	0.00	5.65	0.00	/
DDT	81.75	/	1.40	13.08	521.73	/
Corbeau	66.00	/	1,38	7.09	89.76	/
MGG	337.75	/	1.03	12.76	891.55	/
Poids des Terres sur DDT	285.91	/	1.40	12.68	521.73	/
Poussée des terres	0.00	6467.51	/	-4.69	/	-30332.64
Poids Sur 10kN/m²	218	/	1.4	/	305.2	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	510.741	/	-7.035	/	-3593.0629
Rg	6014.49	/	0.02	/	96.23	/
R (Al)	1710.47	/	0.02	/	27.37	/
R (Bc)	1479.02	/	0.02	/	23.66	/
R (Mc120)	1085.82	/	0.02	/	17.37	/
R (D240)	1833.02	/	0.02	/	29.33	/
R (ST)	43.03	/	0.02	/	0.69	/
Hf+r	/	193.61	/	-11.30	/	-2187.76
HT°	/	93.82	/	-11.30	/	-1060.22
Frein Al	/	79.66	/	-11.30	/	-900.14
Frein Bc	/	150.00	/	-11.30	/	-1695.00

Nappe supérieure chevêtre.

Calcul de Section en Flexion Simple

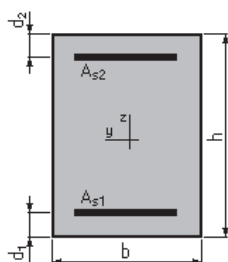
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 300.0$ (cm)

$h = 170.0$ (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	3719.22	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 98.4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 48.9$ (cm²)

théorique $\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 3719.22$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 35.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 151.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Nappe inférieure chevêtre.

Calcul de Section en Flexion Simple

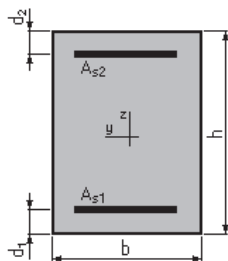
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 300.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	712.96	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 48.9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 48.9$ (cm²)

théorique $\rho = 0.10$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 712.96$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.65

Position de l'axe neutre: $y = 25.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 154.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

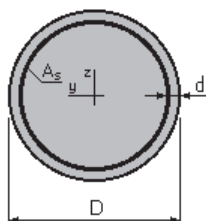
tendue: $\sigma_s = 6.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Fût.**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:

$$D = 260.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	10360.63	6264.65	0.00
2.	ELA	9754.68	29324.95	9836.20

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_s = 530.9$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 530.9$ (cm²)Section maximum $A_{s \max} = 2654.6$ (cm²)théorique $\rho = 1.00$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 10360.63 (kN)** **M_y = 6264.65 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.37

Position de l'axe neutre: $y = 194.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 174.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 15.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 65.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA **N = 9754.68 (kN)** **M_y = 29324.95 (kN*m)** **M_z = 9836.20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 79.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 215.3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7.70$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Pieux de la pile.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

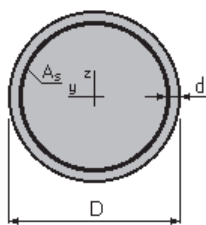
1. Hypothèses:

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)

$d = 9.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	2540.43	109.93	0.00
2.	ELA	869.18	1103.29	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113.1$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 565.5$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 2540.43 (kN) M_y = 109.93 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.47

Position de l'axe neutre: $y = 279.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

ANNEXE E.

comprimée: $\sigma_s' = 36.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s,lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2: Type ELA **N = 869.18 (kN)** **M_y = 1103.29 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 38.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92.4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6.51$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Mur frontal de la culée.

Calcul de Section en Flexion Composée

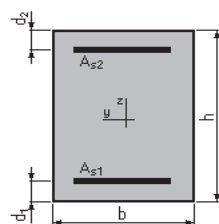
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa)

Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 240.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 7.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 7.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1879.87	10966.52

2. ELU 2536.16 14442.44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 171.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 171.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 48.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 1200.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.43$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1.00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1879.87 (kN) M = 10966.52 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 84.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 205.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 129.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 2536.16 (kN) M = 14442.44 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.41 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 40.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 216.7$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.13$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 352.2$ (MPa)

Mur garde grève de la culée.

Calcul de Section en Flexion Simple

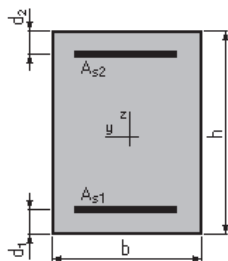
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

ANNEXE E.



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (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)	176.48	0.00
Etat Limite de Service	132.12	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3.6$ (cm ²)		
	$\rho = 0.77$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 176.48$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

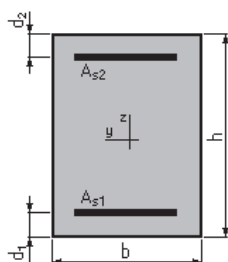
Coefficient de sécurité: 1.33 Pivote: B
Position de l'axe neutre: $y = 7.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 24.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9.27$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 132.12$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 10.6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 24.5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Dalle de transition.**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	90.64	0.00
Etat Limite de Service	68.92	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 10.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.39$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 90.64$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivote: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.60$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 68.92$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

ANNEXE E.

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 8.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 25.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6.7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Corbeau.

Calcul d'une Section Comprimée

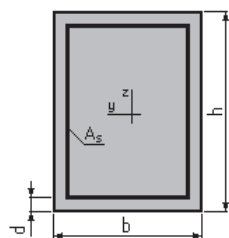
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	92.64
Etat Limite de Service	68.92
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 0.6$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 0.6$	(m)
Inertie	$I_y = 533333.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 333333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 5.2$		Elancement	$\lambda_z = 2.1$	
	$\alpha = 0.85$		N_u (béton seul)	$= 6303.02$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0.2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 200.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.42 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.28 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

Pieux de la culée.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

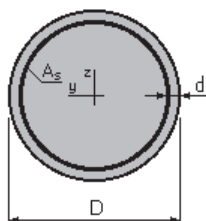
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	916.12	6796.20	0.00
2.	ELS	3283.49	3302.09	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 335.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 22.6$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 565.5$ (cm²)

théorique $\rho = 2.96$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 916.12$ (kN) $M_y = 6796.20$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 42.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92.8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5.84$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 500.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 3283.49$ (kN) $M_y = 3302.09$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 57.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 233.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 212.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Semelle de la culée.

Calcul de Section en Flexion Simple

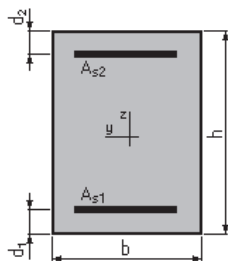
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 300.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	5523.78	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	7603.79	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 81.7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 29.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.28$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 5523.78$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 73.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 270.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

ANNEXE E.

Cas ELA $M_{\max} = 7603.79$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.53 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 25.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 284.8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.95$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)