

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU
PK0+236.6 DANS LE CADRE DE L'AUTOROUTE
RELIANT LE PORT DE BEJAIA A
L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU
D'AHNIF**

Présenté par :

BOUTEMEUR WIAM

KHETTAF DOUNYA

Encadré par :

Mr. BELAOURA MEBAREK

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à **ALLAH** le tout-puissant de nous avoir donné la force et le courage de bien mener ce modeste travail.*

*Nous tenons particulièrement à remercier notre encadrant **Mr. MEBAREK BELAOURA** pour tous les efforts fournis et pour la patience dont il a fait preuve pour nous faciliter la tâche et nous aider à accomplir notre travail, nous le remercions du fond du cœur pour sa disponibilité de tous les instants et pour ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.*

*Nous remercions sincèrement notre guide, l'ingénieur **Mr. BABAKHOUYA Youcef**, également l'ingénieur **Mr. BENAISSA Abdallah**, pour les conseils et la documentation qu'ils nous ont prodigués.*

*Au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formations.*

*Également au personnel de SAPTA de Béjaia ; **Mr BOUZIANE** pour sa précieuse aide et confortable accueil*

Sans oublier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

DEDICACES

*A mes chers parents,
Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur
tendresse, leur soutien et leurs prières tout au
long de mes études,*

*A ma chère sœur Kenza
Pour son encouragement permanent, et son
soutien moral,*

*A mon cher frère Samy,
Pour son appui et son encouragement,*

*A toute ma famille
Pour leurs soutiens tout au long de mon
parcours universitaire*

*A ma chère binôme Dounya
Pour son entente et sa sympathie ainsi que toute sa
famille*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos
vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien
infaillible,*

Merci d'être toujours là pour moi.

BOUTEMEUR Wiam

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes cotes pour me soutenir et m'encourager, Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes très chères sœurs MANEL, MINA, MALAK

Pour vos soutiens moral et vos conseils précieux tout au long de mes études.

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

A ma chère binôme WIAM

Pour son entente et sa sympathie ainsi que toute sa famille

A mes tantes et cousines

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

A mes amis, mes proches et ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce modeste travail.

KHETTAF Dounya

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 01 الواقع بين النقطة الكيلومترية 44,54 + 00 و النقطة 415,52 + 33 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ميناء بجاية والطريق السيار شرق -غرب (الطريق الوطني رقم 26) عند المخرج الغربي لولاية سيدي عيش ببجاية لمسافة 100 كم.

الجسر عبارة عن جسر طوله 371 مترًا مع 9 امتدادات مستقلة مبنية بكمرات ذات سابقة اجهاد لاحق بطول 40 مترًا، وعرض 11.34 مترًا، يستند سطح الجسر إلى عشرة دعامات (ثمانية أرصفة ودفاعتان).

ويتألف هذا العمل من جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع وبياناته المختلفة وتصميم المتغيرات ؛ أما الجزء الثاني فيتمثل في دراسة العناصر المكونة للجسر. نبدأ بالبنية الفوقية، دراسة سطح الجسر، التي نقوم بها بمساعدة برنامج الحساب، ثم سندرس البنية التحتية التي تتكون من تحجيم الدعائم (الدعامات والأكوام) والتحقق من استقرار هذه الأخيرة، من خلال تقييم الأحمال والأحمال الزائدة، وحساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية، وأبعاد مختلف المعدات والعناصر الهيكلية، مع الإشارة إلى المنظومات المستخدمة في الجزائر وأوروبا واستخدام برامج للحساب. الكلمات الرئيسية: الجسر، الرصيف، الدعامة، الخرسانة المجهدة مسبقًا، ما بعد التوتر، الدراسة الزلزالية، البنية التحتية.

Résumé :

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc N° 01 situé entre le PK 00+44.54 et PK33+415.52 faisons partie du projet de réalisation de la liaison Autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest (RN 26) au niveau de la sortie Ouest de SIDI AICH wilaya de Bejaia sur 100 km.

L'ouvrage est un viaduc de 371 m de longueur avec 9 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 40 m de longueur, et une largeur de 11,34 m, le tablier repose sur dix appuis (huit piles et deux culées).

Ce travail comporte deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, par la suite on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilité de ces dernières, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Viaduc, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Summary:

This work is part of the design and study of the viaduct N° 01 located between the PK 00+44.54 and PK33+415.52 are part of the project of realization of the Highway connection connecting the port of Bejaia to the East-West highway (RN 26) at the west exit of SIDI AICH wilaya de Bejaia for 100 km.

The structure is a 371 m long viaduct with 9 independent spans of post-stress prestressed beams 40 m long, and a width of 11.34 m, the deck rests on ten supports (eight piers and two abutments).

This work has two main parts, the first describes the site of the project, its various data and the design of the variants; the most advantageous will be chosen, the second part is to study the elements constituting the work. We start with the superstructure, the study of the deck, which we carry out with the help of calculation software, then we will study the infrastructure which consists in sizing the supports (abutments, piles) and verify the stability of the latter, through the evaluation of loads and overloads, the calculation of the prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various equipment and structural elements, with reference to the regulations used in Algeria and Europe and the use of calculation software.

Keywords: Viaduct, pier, abutment, pre-stressed concrete, post-tension, seismic study, infrastructure.

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

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

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

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.

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.

12T15s : douze (12) torons de quinze (15) fils.

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

CCP : Complément des charges permanentes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta \theta$: Gradient thermique.

MGG : Mur garde grève.

MF : mur frontal.

DDT : dalle de transition.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION	3
I.2. DESCRIPTION DU PROJET	3
I.2.1. Situation du projet	3
I.2.2. Objectif du projet	3
I.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage	3
I.2.4. Obstacles à franchir	4
I.3. DONNEES DU PROJET	4
I.3.1. Données fonctionnelles	4
I.3.1.1. Tracé en plan.....	4
I.3.1.2. Profil en long	4
I.3.1.3. Profil en travers	5
I.3.2. Données naturelles	6
I.3.2.1. Topographie.....	6
I.3.2.2. Géotechnique	6
I.3.2.3. Sismicité du site.....	7
I.3.2.4. Climato-graphie	7
I.4. CONCLUSION	8

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION	10
II.2 ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION	10
II.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	10
II.3.1 Variante 01 : « Pont mixte à bipoutres »	10
II.3.1.1 Conception longitudinale.....	11
II.3.1.2 Conception transversale.....	11
II.3.2 Variante 02 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	14
II.3.2.1 Conception longitudinale.....	14
II.3.2.2 Conception transversale.....	14

II.3.3	Variante 03 : « Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ».....	17
II.3.3.1	Conception de la superstructure.....	17
II.3.3.2	Conception transversale.....	17
II.4	DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES	20
II.5	ANALYSE MULTICRETERE DES VARIANTES	23
II.6	CONCLUSION	24

CHAPITRE III : **HYPOTHESES DE CALCUL**

III.1	INTRODUCTION	26
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL	26
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	26
III.3.1	Béton	26
III.3.2	Armatures	27
III.3.3	Contraintes admissibles.....	27
III.3.3.1	Béton	27
III.3.3.2	Armatures.....	28
III.4	EVALUATION DES ACTIONS.....	29
III.4.1	Evaluation des actions hors trafic	29
III.4.1.1	Actions permanentes	29
III.4.2	Evaluation des actions dues au trafic.....	30
III.4.2.1	Système de charge à considérer	31
III.4.2.2	Caractéristiques du pont.....	31
III.4.2.3	Système de charge A	31
III.4.2.4	Système de charge B	33
III.4.2.5	Charges militaires : Mc 120	37
III.4.2.6	Convoi exceptionnel : D240	38
III.4.2.7	Coefficient de majoration dynamique	39
III.4.2.8	Efforts de freinage.....	40
III.5	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	40
III.5.1	Définition des paramètres de calcul	41
III.5.2	Paramètre d'entretoisement Θ	42
III.5.3	Paramètre de torsion \square	43
III.6	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	44
III.6.1	Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = L/2$	44

III.6.2	Coefficient de répartition transversale K.....	44
III.6.3	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.5L$)	48
III.6.4	Détermination de la poutre la plus sollicitée	49
III.7	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES.....	50
III.7.1	Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre.....	50
III.8	MODELISATION DE L'OUVRAGE	50
III.8.1	Modélisation des éléments de la structure.....	50
III.8.2	Modélisation des charges et surcharges	51
III.8.2.1	Définition des charges.....	51
III.8.2.2	Combinaisons d'actions	51
III.8.2.3	Affectation des charges	51
III.9	CONCLUSION	53

CHAPITRE IV:

LA PRECONTRAINTE

IV.1	INTRODUCTION	55
IV.2	DONNEES DE CALCUL	55
IV.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	56
IV.3.1	Valeur minimale de la précontrainte en service	56
IV.3.2	Détermination de nombre de câble.....	57
IV.3.3	Pré-vérification de la précontrainte	57
IV.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE	59
IV.4.1	Principe.....	59
IV.4.2	Détermination du tracé	59
IV.5	CALCUL DES PERTES	63
IV.5.1	Pertes de tension instantanées	63
IV.5.1.1	Pertes par frottement	63
IV.5.1.2	Pertes dues au recul d'ancrage	64
IV.5.1.3	Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	65
IV.5.2	PERTES DE TENSION DIFFEREES	66
IV.5.2.1	Pertes par retrait	66
IV.5.2.2	Perte par fluage	66
IV.5.2.3	Perte par relaxation.....	67
IV.5.3	Pertes totales.....	67
IV.6	VERIFICATION DES CONTRAINTES	68
IV.6.1	Les sections de vérifications.....	68

IV.6.2	Limitation des contraintes	68
IV.6.3	Caractéristiques nettes des sections.....	69
IV.6.4	Justification de la poutre à l'ELS	69
IV.6.4.1	Justification des contraintes normales.....	70
IV.6.4.2	Justification des contraintes tangentielles	71
IV.6.4.3	Armatures des zones tendues	72
IV.6.5	Justification de la poutre à l'ELU.....	73
IV.7	CONCLUSION	74

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.	INTRODUCTION.....	76
V.2.	GEOMETRIE DE L'HOURLDIS	76
V.2.1.	Méthode de calcul	76
V.2.2.	Evaluation des efforts.....	76
V.2.3.	Ferraillage de la dalle	78
V.2.3.1.	Ferraillage nappe supérieur (sur appuis).....	78
V.2.3.2.	Ferraillage nappe inférieure (mi-travée)	78
V.3.	FLECHE ET CONTRE FLECHE	79
V.3.1.	Flèche due aux poids propre.....	79
V.3.2.	Contre flèche de précontrainte	80
V.3.3.	Flèche due à la construction	80
V.3.4.	Flèche maximale à l'ELS	81
V.3.5.	Flèche totale	81
V.4.	ARMATURE PASSIF TRANSVERSAL DES POUTRE	82
V.4.1.	Armature de peau	82
V.4.2.	Ferraillage minimal	82
V.5.	CONCLUSION	82

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VI.1	INTRODUCTION	84
VI.2	LES APPAREILS D'APPUIS.....	84
VI.2.1	Choix du type d'appareil d'appui pour notre ouvrage	84
VI.2.2	Dimensionnement des appareils d'appui de type B	85
VI.3	ETUDE SISMIQUE	86
VI.3.1	La méthode monomodale	87

VI.3.1.1	Evaluation de l'effort sismique longitudinal	88
VI.3.1.2	Evaluation de l'effort sismique transversal	90
VI.3.1.3	Séisme vertical	91
VI.3.2	Combinaison des composantes de l'action sismiques	91
VI.3.2.1	Combinaisons des efforts	91
VI.3.3	Vérification des Appareils d'Appui : Selon RPOA 2008	92
VI.3.3.1	Résistance à la compression.....	92
VI.3.3.2	Stabilité au flambement	92
VI.3.3.3	Limitation de la distorsion	93
VI.3.3.4	Condition de non glissement.....	93
VI.4	DES D'APPUIS.....	94
VI.4.1	Dimensionnement des dés d'appuis	94
VI.4.2	Ferraillage des dés d'appuis	95
VI.4.3	Les plaques de fixation.....	96
VI.5	PLOT PARASISMIQUE.....	96
VI.6	JOINT DE CHAUSSEE	96
VI.6.1	Calcul de souffle.....	96
VI.6.2	Type de joint.....	97
VI.7	CONCLUSION	97

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.	INTRODUCTION	99
VII.2.	ETUDE DE LA PILE.....	99
VII.2.1.	Conception de la pile/documents SETRA	99
VII.2.1.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	100
VII.2.2.	Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	101
VII.2.2.1.	Efforts statiques.....	101
VII.2.2.2.	Combinaisons des efforts	102
VII.2.3.	Ferraillage des éléments de la pile	102
VII.2.3.1.	Etude de chevêtre	102
VII.2.3.2.	Etude des futs	106
VII.2.3.3.	Ferraillage de la semelle	107
VII.2.3.4.	Etude des pieux	108
VII.3.	ETUDE DE LA CULEE	110
VII.3.1.	Conception des culées	110
VII.3.1.1.	Choix de type de culée	110

VII.3.1.2. Prédimensionnement de la culée	110
VII.3.2. Descente des charges	112
VII.3.3. Combinaison des efforts	113
VII.3.4. Ferrailage des éléments de la culée	114
VII.3.4.1. Mur frontal	114
VII.3.4.2. Mur garde grève	115
VII.3.4.3. Dalle de transition	116
VII.3.4.4. Le corbeau	117
VII.3.4.5. Mur en retour	118
VII.3.4.6. Semelle sur pieux	119
VII.3.4.7. Etude des pieux	120
VII.4. CONCLUSION.....	121

CONCLUSION GENERALE..... 123

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES :

ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

ANNEXE D. RAPPORT GEOTECHNIQUE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Implantation du projet sur Google Earth.....	3
Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.....	4
Figure I.3 : Profil en long de la voie portée.....	5
Figure I.4 : Profil en travers.....	5
Figure I.5 : Coupe lithologique.....	7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	11
Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	14
Figure II.3 : Notation de dimensions.....	18

CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	29
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.....	29
Figure III.3 : Sollicitations dues au poids propre.....	30
Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR.....	31
Figure III.5 : Positionnement de la surcharge A1v.....	33
Figure III.6 : Système de chargement Bc.....	33
Figure III.7 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.....	34
Figure III.8 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.....	34
Figure III.9 : Système de chargement Bt.....	35
Figure III.10 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.....	35
Figure III.11 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.....	36
Figure III.12 : Système de chargement Br.....	36
Figure III.13 : Convoi de charge Mc 120.....	37
Figure III.14 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.....	38
Figure III.15 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....	38
Figure III.16 : Convoi exceptionnel D240.....	38
Figure III.17 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.....	39
Figure III.18 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max.....	39
Figure III.19 : Positions actives des poutres.....	41
Figure III.20 : Section équivalente.....	43
Figure III.21 : Position des poutres.....	47
Figure III.22 : Digramme du moment max combinaison ELS.....	52
Figure III.23 : Digramme du moment max combinaison ELU.....	52
Figure III.24 : Digramme de l'effort tranchant max combinaison ELS.....	52
Figure III.25 : Digramme de l'effort tranchant max combinaison ELU.....	53

CHAPITRE IV : LA PRECONTRAINTTE

Figure IV.1 : Câble de 12T15.....	57
Figure IV.2 : Géométrie des câbles.....	59
Figure IV.3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	59

Figure IV.4 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage	60
Figure IV.5 : Trajectoire des câbles.	61
Figure IV.6 : L'angle de déviation des câbles.....	61
Figure IV.7 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension	64
Figure IV.8 : Les sections de vérification	68
Figure IV.9 : Ferrailage de la zone tendu et diagramme des contraintes à mi travée.....	73

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Figure V.1 : Moment max à l'ELS– Dalle	77
Figure V.2 : Moment max à l'ELU – Dalle.	77
Figure V.3 : Ferrailage de la dalle.....	79
Figure V.4 : Flèche max de la poutre due au poids propre.....	79
Figure V.5 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	80
Figure V.6 : Flèche max de la poutre à ELS.	81
Figure V.7 : Ferrailage de la poutre	82

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET LES EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VI.1 : Constitution d'un appareil d'appui de type B.....	85
Figure VI.2 : Dimensions du dé d'appui	95
Figure VI.3 : Joint de chaussée	96

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII.1 : Forme et dimensions des piles.....	101
Figure VII.2 : Modèle de calcul	103
Figure VII.3 : Les moments M_{max} ELS sur le chevêtre avec le logiciel	103
Figure VII.4 : Les moments M_{max} ELU sur le chevêtre avec le logiciel.....	103
Figure VII.5 : Les efforts tranchants T_{max} ELU sur le chevêtre avec le logiciel.....	104
Figure VII.6 : Ferrailage du chevêtre (coupe transversale)	105
Figure VII.7 : Ferrailage du fut	106
Figure VII.8 : Ferrailage des pieux	110
Figure VII.9 : Dimensions de la culée.....	112
Figure VII.10 : Les moments max à l'ELS avec le logiciel du mur en retour	119
Figure VII.11 : Croquis de ferrailage des éléments de la culée.....	121

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :		CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	
Tableau II.1 :	Pré dimensionnement des poutres métallique	11	
Tableau II.2 :	Pré dimensionnement des entretoises de pont.....	12	
Tableau II.3 :	Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2	14	
Tableau II.4 :	Récapitulation de découpage des voussoirs.....	17	
Tableau II.5 :	Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC	18	
Tableau II.6 :	Devis de la 1 ^{ère} variante	20	
Tableau II.7 :	Devis de la 2 ^{ème} variante	21	
Tableau II.8 :	Devis de la 3 ^{ème} variante	22	
CHAPITRE III :		HYPOTHESES DE CALCUL	
Tableau III.1 :	Contraintes admissibles à la compression de béton	28	
Tableau III.2 :	Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	28	
Tableau III.3 :	Estimation du poids dû aux CCP.....	29	
Tableau III.4 :	Poids propre d'une poutre.....	30	
Tableau III.5 :	Poids du tablier.....	30	
Tableau III.6 :	Coefficient a_1	32	
Tableau III.7 :	Valeurs de $A(L)$ pour le tablier poutres.....	32	
Tableau III.8 :	Les valeurs de B_c	34	
Tableau III.9 :	Coefficients de majoration dynamique du tablier.....	40	
Tableau III.10 :	L'effort de freinage de $A(L)$	40	
Tableau III.11 :	Valeur des positions actives des poutres	41	
Tableau III.12 :	Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = L/2$	44	
Tableau III.13 :	Valeur de K_0 pour $\theta = 0.60$	45	
Tableau III.14 :	Valeur de K_1 pour $\theta = 0.60$	45	
Tableau III.15 :	Valeur de K_0 pour $\theta = 0.65$	46	
Tableau III.16 :	Valeur de K_1 pour $\theta = 0.65$	46	
Tableau III.17 :	Valeur de K_0 pour $\theta = 0.63$	46	
Tableau III.18 :	Valeur de K_1 pour $\theta = 0.63$	46	
Tableau III.19 :	Valeur de K_α pour $\theta = 0,63$ et $\theta = 0.12$	47	
Tableau III.20 :	Valeur de K_α pour chaque poutre	47	
Tableau III.21 :	Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$	49	
Tableau III.22 :	Combinaisons de charge à ELS et à ELU	49	
Tableau III.23 :	Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à $X= 0.00L$ et $X= L/2$	50	
Tableau III.24 :	Les résultats par Les deux méthodes	53	
CHAPITRE IV :		LA PRECONTRAINTTE	
Tableau IV.1 :	Données de dimensionnements de la précontrainte	55	
Tableau IV.2 :	Calcul de P_{MIN}	56	
Tableau IV.3 :	Détermination du nombre de câble	57	
Tableau IV.4 :	Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.....	58	
Tableau IV.5 :	Résultats de vérifications des contraintes.....	58	
Tableau IV.6 :	Tracé des câbles	61	
Tableau IV.7 :	Caractéristiques du tracé des câbles.....	63	
Tableau IV.8 :	Valeurs des pertes dues aux frottements.	64	
Tableau IV.9 :	Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.	65	
Tableau IV.10 :	Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	65	
Tableau IV.11 :	Valeurs des Pertes par fluage	67	
Tableau IV.12 :	Valeurs des pertes par relaxation	67	

Tableau IV.13 : Valeurs des pertes totales	68
Tableau IV.14 : Limitation des contraintes	68
Tableau IV.15 : Caractéristiques nettes des sections.....	69
Tableau IV.16 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	69
Tableau IV.17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2	70
Tableau IV.18 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4	70
Tableau IV.19 : Effort de précontrainte	71
Tableau IV.20 : Contrainte tangentielle.....	72
Tableau IV.21 : Détermination l'angle β_u	73

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET LES EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VI.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	86
Tableau VI.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.	88
Tableau VI.3 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	89
Tableau VI.4 : Raideurs dynamiques transversale des appuis.....	90
Tableau VI.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	91
Tableau VI.6 : Evaluation des efforts du tablier du au séisme.	91
Tableau VI.7 : Modèles des joints Wd.....	97

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VII.1 : Implantation et hauteurs des piles.....	99
Tableau VII.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.....	100
Tableau VII.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée	101
Tableau VII.4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût	102
Tableau VII.5 : Ferrailage du chevêtre.....	104
Tableau VII.6 : Ferrailage des fûts de la pile	106
Tableau VII.7 : Nombre de pieu sur chaque pile.....	108
Tableau VII.8 : Valeurs de WARNER.....	109
Tableau VII.9 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée	111
Tableau VII.10 : Evaluations des efforts statiques de la culée	112
Tableau VII.11 : Combinaison des efforts.	113
Tableau VII.12 : Evaluations des efforts statiques sur les éléments de la culée	114
Tableau VII.13 : Moments max à l'ELS et section de ferrailage du mur en retour	118

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction des ouvrages d'art se situe parmi les plus anciennes activités de l'homme qui n'a d'ailleurs cessé, à travers les siècles, de réaliser des ouvrages de plus en plus performants pour franchir les obstacles les plus difficiles, naturels ou voies de circulation (routière, ferroviaire, etc.). En fait il y a eu constamment un souci de réaliser des progrès significatifs vis-à-vis des performances des matériaux, des techniques de réalisation, des formes architecturales et des longueurs de portées franchies.

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.

Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un viaduc n°1 droit d'une longueur de 371m situé à BEJAIA, qui a été réalisée par « SAPTA » Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- La deuxième partie a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- La partie qui suit fait l'objet d'une étude détaillée de la superstructure.
- La dernière partie a été consacrée à l'étude sismique et de l'infrastructure.
- Une conclusion générale qui met en avant les principaux points retenus durant ce travail.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ...ets. L'étude de ces différents types de pont ne peut être commencée que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

I.2. DESCRIPTION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Notre viaduc routier à concevoir et à étudier, fait partie du projet de réalisation de la liaison Autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest (RN 26) au niveau de la sortie Ouest de SIDI AICH wilaya de Bejaia sur 100 km. Le Viaduc se situe au niveau du PK 0+44,54 au PK 0+415,52.



Figure I.1: Implantation du projet sur Google Earth.

I.2.2. Objectif du projet

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest.

I.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Le tracé routier de l'autoroute a fixé les caractéristiques de l'ouvrage comme suit :

- Viaduc sens Route Nationale n°26 vers Bejaia
 - Longueur : 371m du PK0+44,54 au PK0+415,52
 - Largeur du tablier : 11.34m

- Viaduc sens Bejaia vers Route Nationale n°26
 - o Longueur : 371m du PK 0+415,52 au PK 0+44,54
 - o Largeur du tablier : 11.34m

I.2.4. Obstacles à franchir

L'ouvrage passe au-dessus :

- D'une ligne voie ferrée.
- D'Oued Soummam.

I.3. DONNEES DU PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, ces données se divisent en deux catégories :

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

I.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 0 + 44,54.
- Fin de l'ouvrage au PK 0 + 415,52.

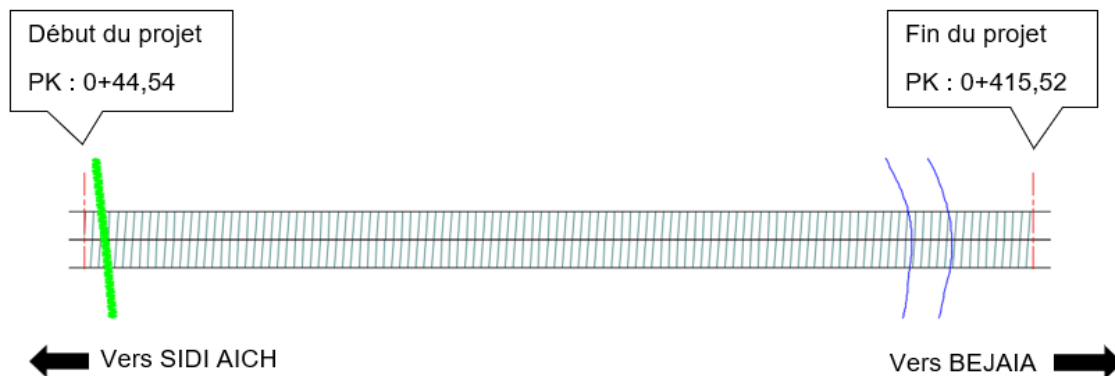


Figure I.2: Tracé en plan de la voie portée.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 0 + 44.54

- Fin de l'ouvrage au PK 0 + 415,52

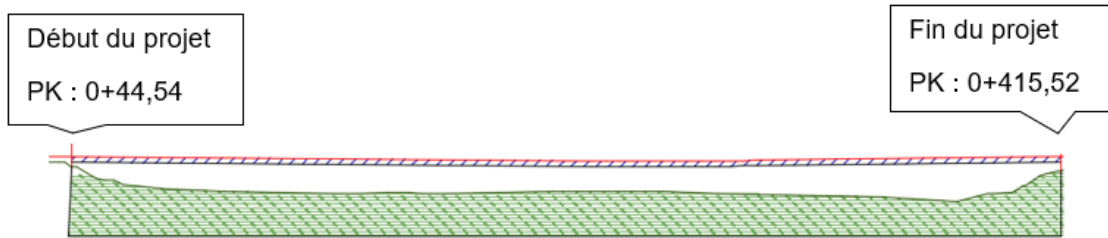


Figure I.3: Profil en long de la voie portée.

I.3.1.3. Profil en travers

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

La largeur du tablier est de 11.34 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 3.3 m de largeur pour chacun.
- Un trottoir de 0.85 m
- Une corniche.
- Une glissière de sécurité en béton armé
- Un garde-corps.

Avec un dévers de 2.5%.

Dans cet ouvrage on a une symétrie entre les deux sens.

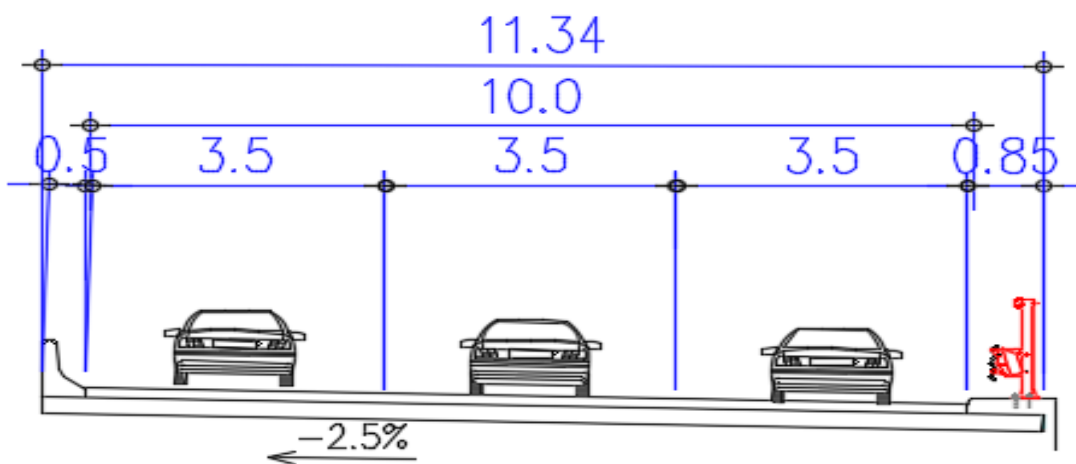


Figure I.4: Profil en travers.

I.3.2. Données naturelles

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

I.3.2.1. Topographie

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

I.3.2.2. Géotechnique

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel. Non seulement les données géotechniques conditionnent le choix des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et le bon emplacement des appuis dans le but d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Sur la base de ces données moyennes, on détermine les paramètres géotechniques pour l'interaction terrain structure et on calcule la longueur des pieux.

➤ Essais in situ :

Le programme d'investigation géotechnique consiste à l'exécution des essais suivants :

- ✓ Trois (03) sondages carottés (SC) de 30 mètres de profondeur accompagnent chacun des essais de pénétration au carottés (S.P.T.).
- ✓ Douze (12) sondages pressiométriques (SP) de 30 mètres de profondeur chacun accompagnés par des essais pressiométriques chaque 2.00 m.

➤ Essais au laboratoire :

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 :

- ✓ Essais d'identification physique.
- ✓ Analyses chimiques du sol.
- ✓ Essais mécaniques.

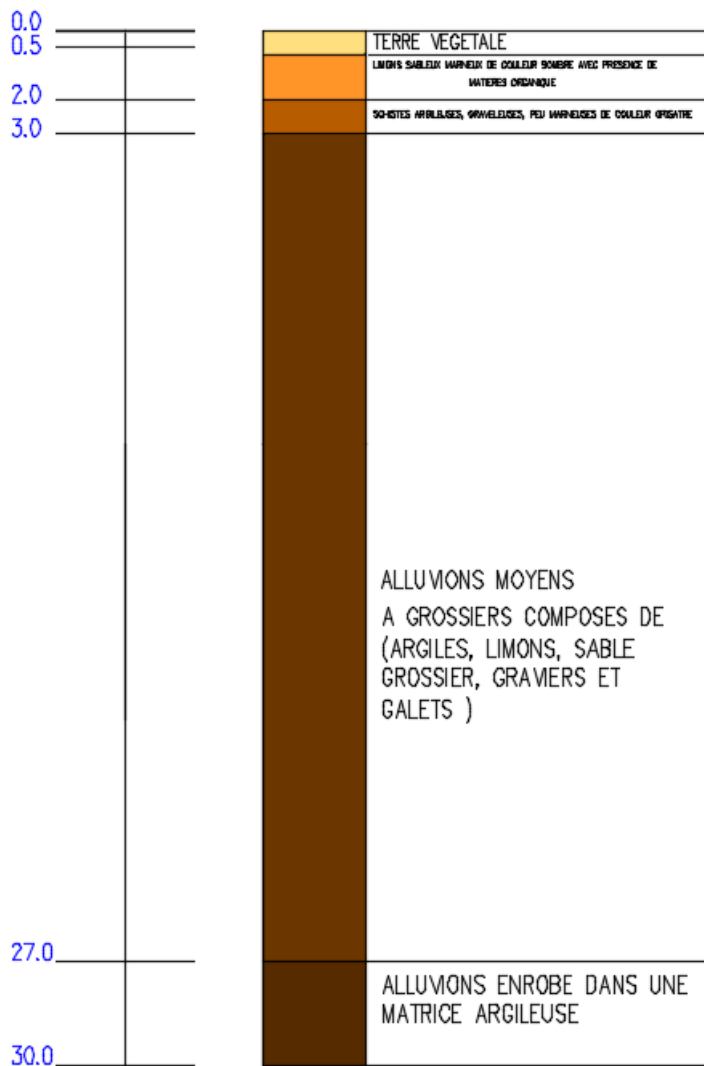


Figure I.5: Coupe lithologique.

I.3.2.3. Sismicité du site

Selon le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrage d'Art (RPOA2008), l'Algérie est divisée en cinq zones de sismicité. Et d'après ce règlement, la région de Bejaia est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité et notre viaduc fait partie du groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est : $A = 0.2$.

I.3.2.4. Climato-graphie

➤ La température :

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

- Bejaia, durant la saison d'été, a une moyenne de 35°C la journée et 19°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 16°C la journée et 3°C la nuit.

➤ **Le vent :**

Ces actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (**RCPR** : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

➤ **Hydrologie :**

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur du cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique.
- Pour notre ouvrage, Oued Soummam à un débit irrégulier donc saisonnier.

I.4. CONCLUSION

On conclut que dans ce chapitre on a fait une description détaillée sur les données de l'ouvrage qui me permet dans les chapitres suivants de choisir une meilleure conception qui s'adapte à ces paramètres.

Chapitre II

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

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

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- L'obstacle à franchir.
- La nature du sol.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Position possible pour les appuis.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- L'esthétique de l'ouvrage.

II.2 ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

Un pont est un ouvrage constitué de plusieurs parties de conception, nous citons les éléments principaux du pont :

- Le tablier : Élément résistant portant la voie.
- 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 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. Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit = 90° ou 100 gr.

II.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1 Variante 01 : « Pont mixte à bipoutres »

L'appellation de « pont mixte » recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées Indépendantes (isostatique) et de 30 à 110m pour les travées continues (hyperstatique).

II.3.1.1 Conception longitudinale

Le pont que nous proposons comprend six travées à hauteur variable, quatre de longueur 75m et deux travées de rives de 29.40 m de longueur ce qui nous donne une longueur totale de 359.79 m (voir plan d'ensemble variante 1).

II.3.1.2 Conception transversale

On a un tablier de largeur de 11.34m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur des poutres et transversalement sur des entretoise (tous les 8 m environ) ; qui sont appelées entretoise de pont (voir plan d'ensemble variante 2).

Donc : pour : $L_a = 0.55 \times L_t = 0.55 \times 10 = 5.5m$ $L_a = 5.5m$

Par conséquent $L_b = 0.4$ à $0.5 \times L_a = 0.4$ à 2.92 on opte pour $L_b = 2.92m$

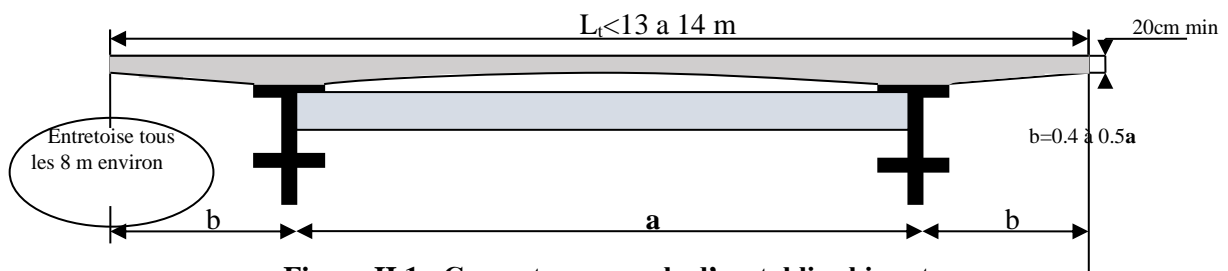


Figure II.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre

➤ **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profils en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine et leurs dimensionnements selon le SETRA est résumer dans le tableau suivant.

Tableau II.1: Pré - dimensionnement des poutres métallique.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Nombre de poutres N	$\frac{l_{tablier}}{d} + 1$	2 poutres
Hauteur sur pile	$h_p \leq \frac{L_{travée}}{25}$	2800
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H^1 \leq L/40$	1600
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2x(H-H^1) \cdot (\frac{x}{L}) + (H-H^1) \cdot (\frac{x}{L})^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	1200
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	1000
Largeur semelle inférieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	900
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50

➤ Conception des entretoises :

Les entretoises sont des profils en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine et leurs dimensionnement résumée dans le tableau suivant.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 mètres et leurs dimensions transversales selon le guide de SETRA est résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2 : Pré - dimensionnement des entretoises de pont

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Longueur de l'entretoise a	$0.5B \leq a \leq 0.55B$	5500
Encorbellement de la dalle de part et d'autre b	$0.4a \leq b \leq 0.5a$ mm	2920
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t/15 \leq H_{ep} \leq L_t/10$	1000
Largeur de la semelle b_{ep}	$220 \text{ mm} \leq b_{ep} \leq 300 \text{ mm}$	300
Epaisseur de la semelle t_{ep}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme t_{w-ep}	$10 \text{ mm} \leq t_{w-ep} \leq 12 \text{ mm}$	12

➤ Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la tenacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

➤ La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

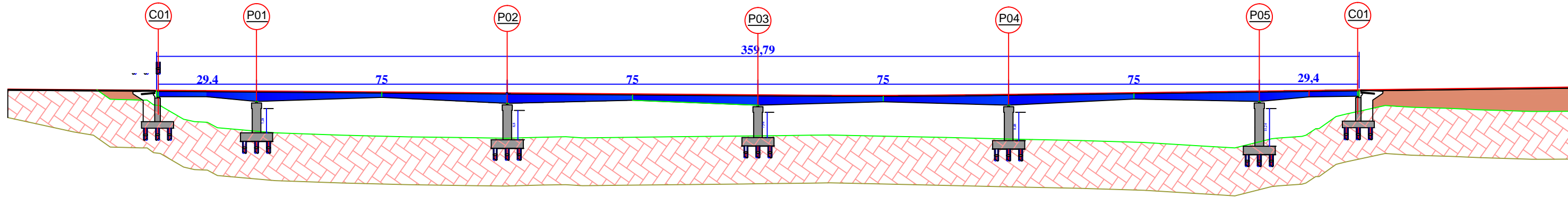
➤ L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte pour : **hdalle=25cm**

**VERS
SIDI AICH**

PROFIL EN LONG Ech:1/1200

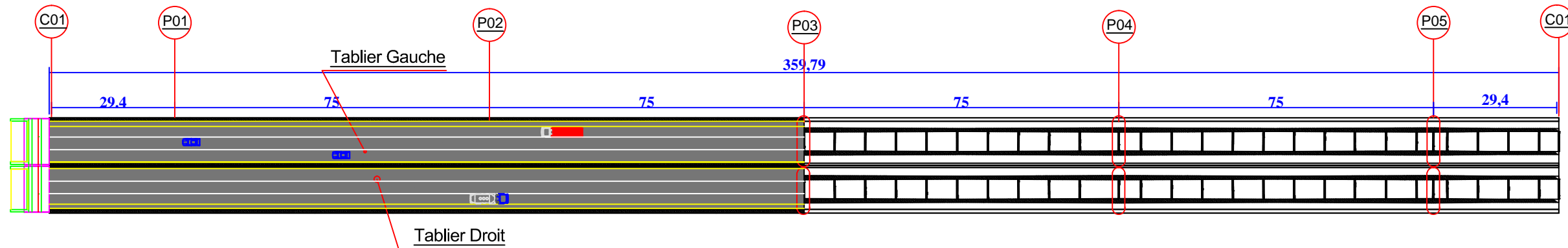
**VERS
BEJAIA**



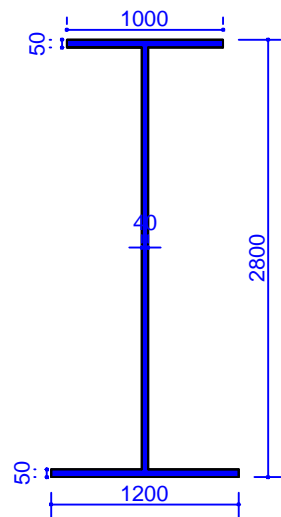
**VERS
SIDI AICH**

VUE EN PLAN Ech 1/ 1150

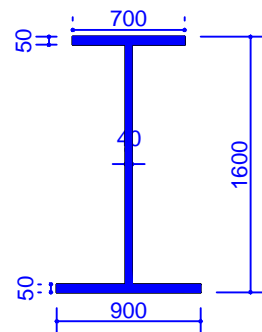
**VERS
BEJAIA**



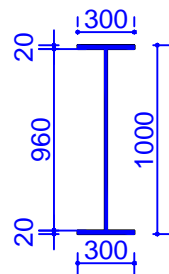
COUPE POUTRE SUR PILE:1/50



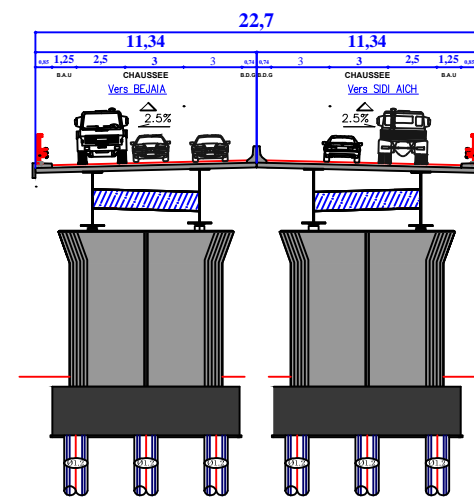
COUPE POUTRE A LA CLEF:1/50



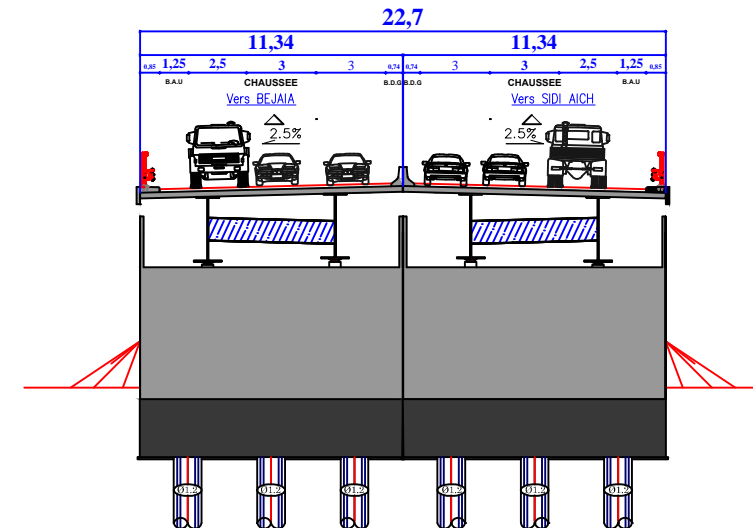
ENTRETOISE ECH:1/40



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/400



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/300



II.3.2 Variante 02 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.

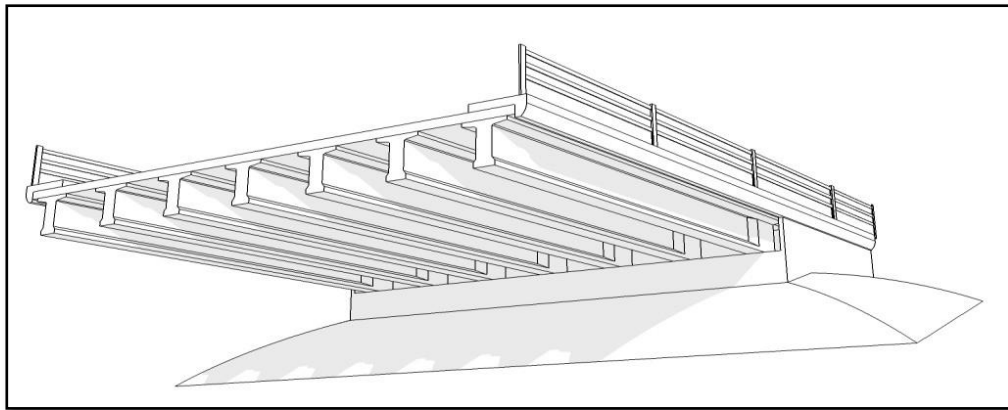


Figure II.2: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.3.2.1 Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on évite l'Oued, ce qu'il nous permet d'éviter leur sol médiocre. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 360,80 m. La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 09 travées égales de 40 m de longueur.

II.3.2.2 Conception transversale

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 2 qui sont montré dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2.

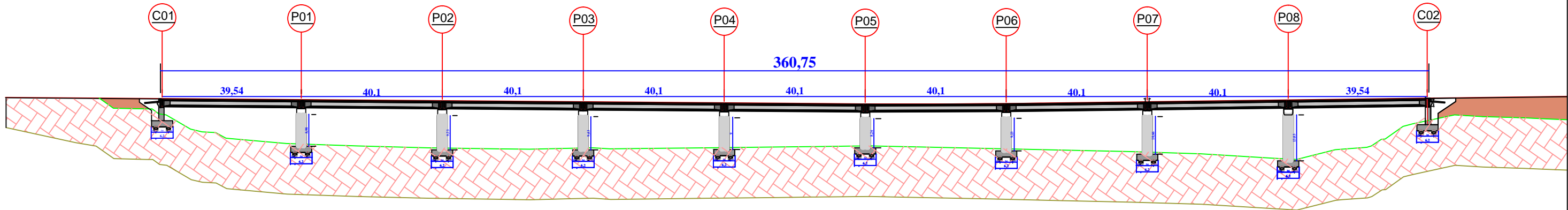
Eléments	Ration usuel	Valeur (m)
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.25 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.69 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.20 m
Entraxe des poutres de rives L_a	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	10.14 m
Nombre des poutres	$N = (L_a / \lambda) + 1$	7 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm

La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140 \text{ cm}^2$

**VERS
SIDI AICH**

PROFIL EN LONG Ech:1/1100

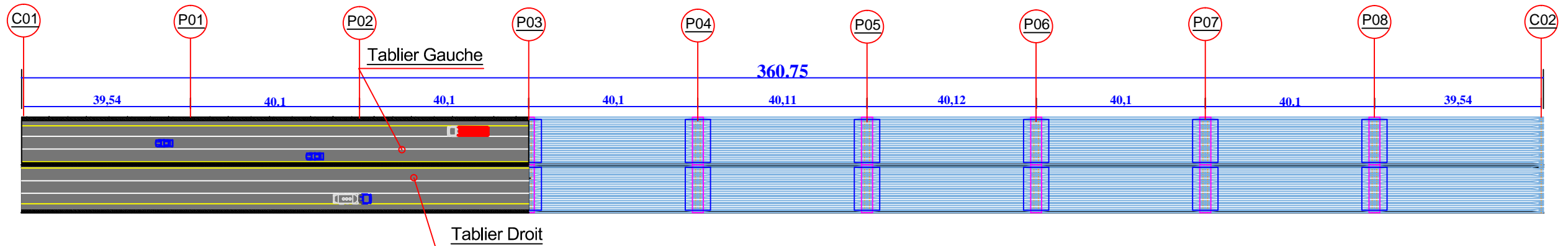
**VERS
BEJAIA**



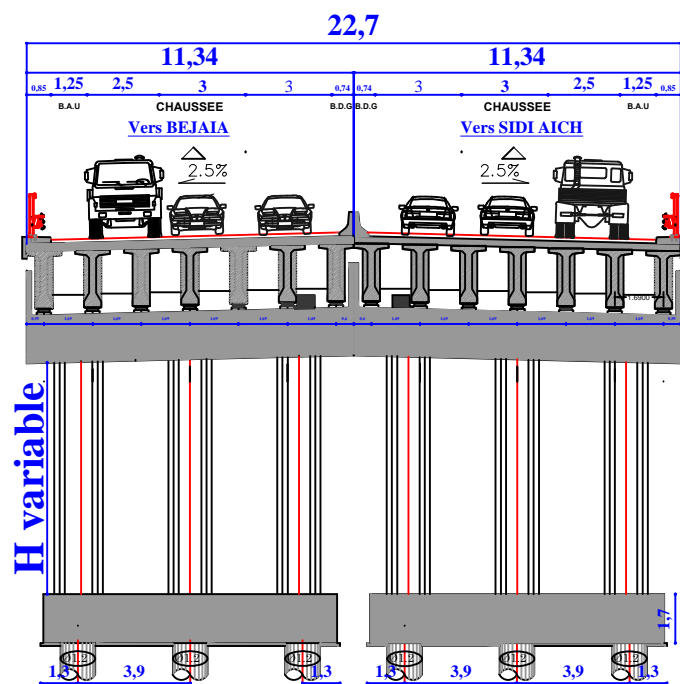
**VERS
SIDI AICH**

VUE EN PLAN Ech 1/1100

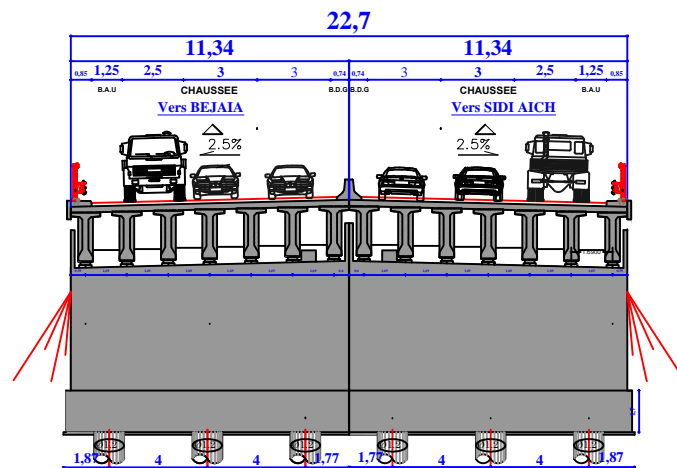
**VERS
BEJAIA**



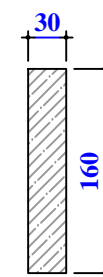
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/260



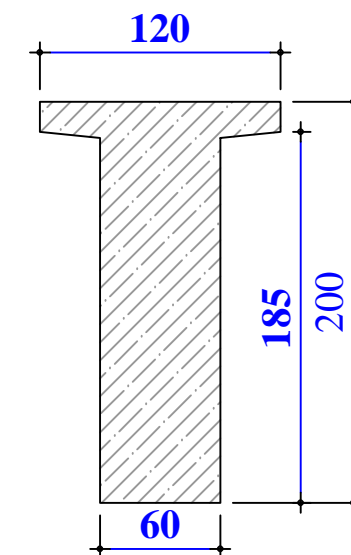
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/300



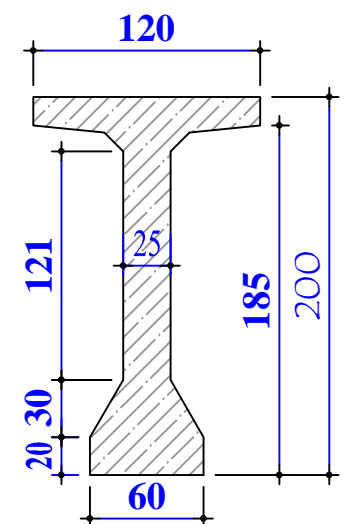
ENTRETOISE D'ABOUT ECH:1/60



SECTION ABOUT ECH:1/40



SECTION MAEDIANE ECH:1/40



II.3.3 Variante 03 : « Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »

Cette technique consiste à construire un tablier de pont par tronçon à partir des piles, chaque tronçon est composé de plusieurs voussoirs, l'ensemble des voussoirs compose un fléau.

II.3.3.1 Conception de la superstructure

Pour cette variante, on propose un pont voussoirs à hauteur constante composé d'une travée principale de 65m et deux travées de rives de 55 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 371,5 m.

➤ **Découpage de voussoirs :**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, et qui n'a aucune courbure en plan, tout en tenant compte des moyens de réalisation disposés par les entreprises Algériennes, on distingue trois types de voussoir :

Tableau II.4: Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement comprise entre 7 et 10 m.	7 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3 m.	2 m
Voussoirs courants	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 5 m.	4 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 89**.

- ✓ 5 voussoirs sur pile.
- ✓ 6 voussoirs de clavage.
- ✓ 70 voussoirs courants.
- ✓ 8 voussoirs sur culée.

II.3.3.2 Conception transversale :

Notre ouvrage est constitué d'un tablier de 11,34m de largeur inférieure à 20 mètres, donc la meilleure conception est celle d'un voussoir constitué par un caisson à deux âmes.

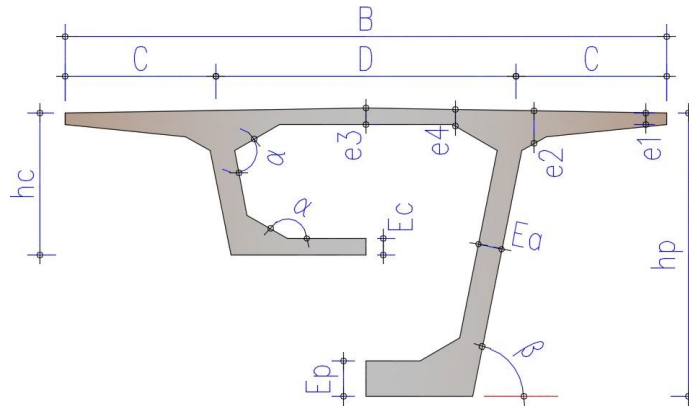


Figure II.3: Notations de dimensions.

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

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

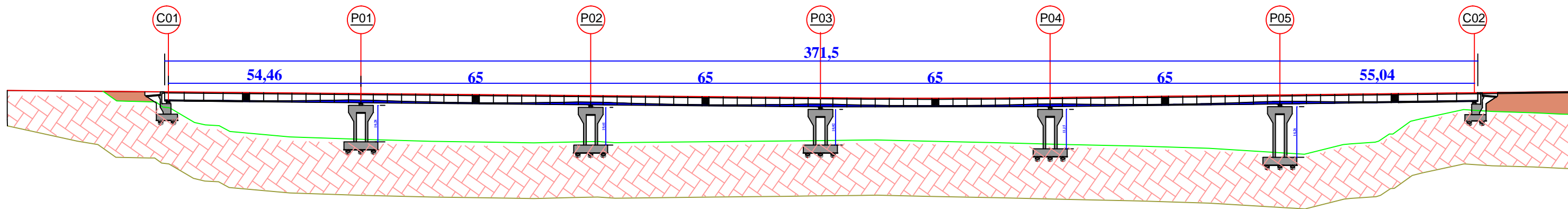
Tableau II.5: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$L/25 \leq h \leq L/20$	260 cm
Largeur du voussoir	B	1134cm
C	B/4	283.5 cm
D	B - 2C	567 cm
D'	C - Ea/2	263.5 cm
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45 cm
e ₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1.5 e_4$	30 cm
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	15 %
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	40 cm
Ec	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm
Ep	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	75 cm
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°

**VERS
SIDI AICH**

PROFIL EN LONG Ech:1/1130

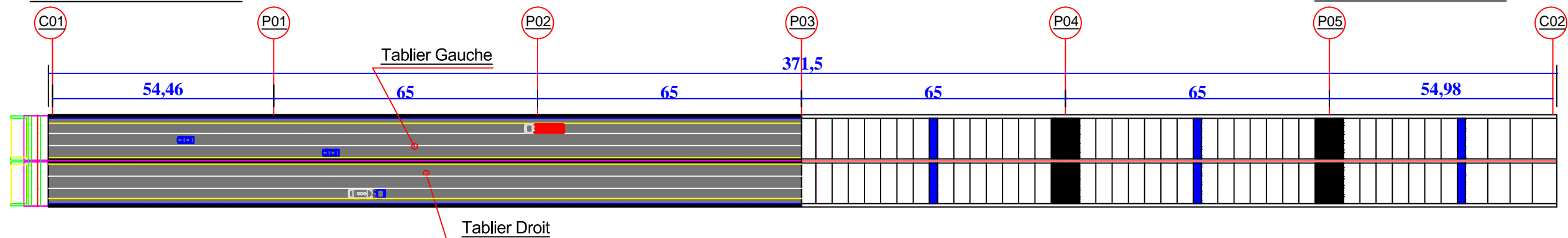
**VERS
BEJAIA**



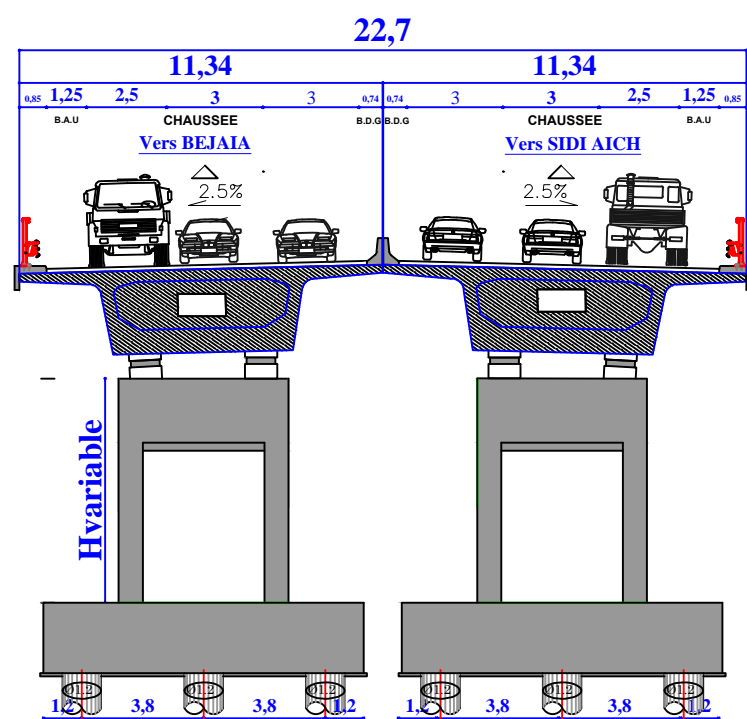
**VERS
SIDI AICH**

VUE EN PLAN Ech 1/1150

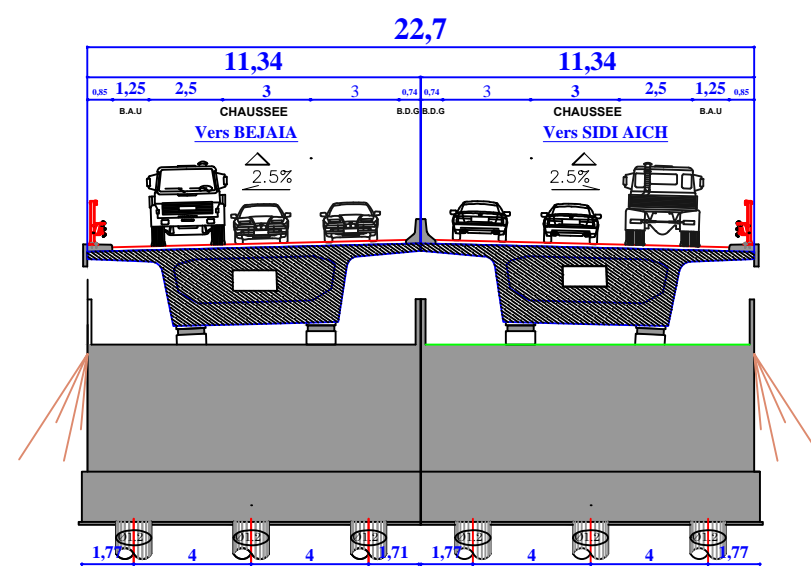
**VERS
BEJAIA**



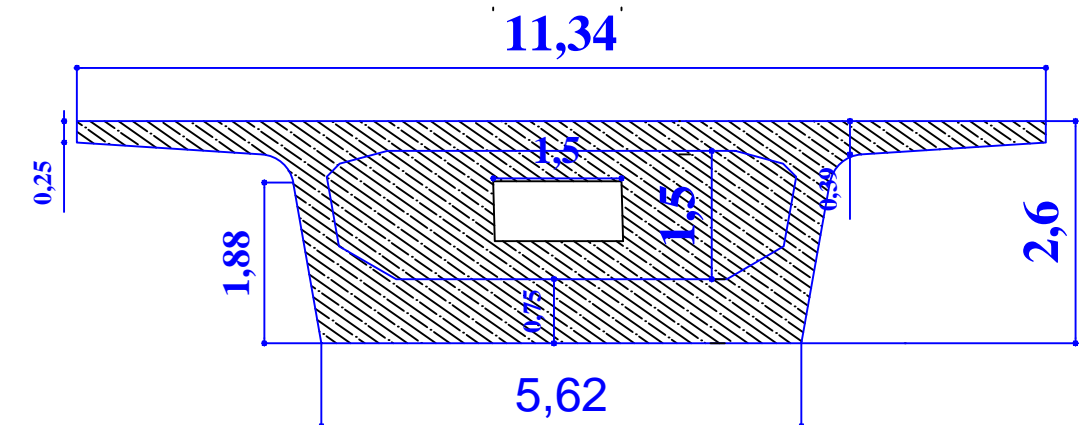
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/230



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/300



COUPE VUSOIR SUR LA PILE ET LA CLE:1/90



II.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau II.6: Devis de la 1^{ère} variante

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1680,00	50000,00	84000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5040,00	2500,00	12600000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16000,00	1344000,00
1,4	Recepape des pieux	U	84,00	3700,00	310800,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					99774800,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1.409,00	1000,00	1409000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	3.402,50	17400,00	59203500,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	1.920,00	18000,00	34560000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	478,00	18000,00	8604000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M3	2.040,00	25000,00	51000000,00
TOTAL (Poste 2)					154776500,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277,00	106000,00	29362000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	360,00	106000,00	38160000,00
3,4	Acier charpente métallique pour tablier	T	1570,00	450000,00	706500000,00
TOTAL(Poste 3)					774022000,00
TOTAL HORS TAXES				1028573300,00	
T V A 19 %				195428927,00	
TOTAL EN TTC				1224002227,00	

Tableau II.7: Devis de la 2^{ème} variante

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
----	-------------------------	---	-----------	--------------------	---------

Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2400,00	50000,00	120000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonore	ML	7200,00	1200,00	8640000,00
1,3	Essais d'auscultation sonore	U	120,00	16000,00	1920000,00
1,4	Recepape des pieux	U	120,00	3700,00	444000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					132524000,00

Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1320,00	1000,00	1320000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2135,80	15000,00	32037000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	2233,48	16000,00	35735680,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	477,40	16000,00	7638400,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	6416,40	21000,00	134744400,00
TOTAL (Poste 2)					211475480,00

Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	734,70	106000,00	77878200,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1318,00	106000,00	139708000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	151,20	380000,00	57456000,00
TOTAL(Poste 3)					275042200,00

TOTAL HORS TAXES	619041680,00
T V A 19 %	117617919,20
TOTAL EN TTC	736659599,20 736659600,00

Tableau II.8: Devis de la 3^{ème} variante

N ^o	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
----------------	-------------------------	---	-----------	--------------------	---------

Poste 1 : Pieux					
1,	Réalisation des pieux Ø 1200mm	M			
1	verticaux en terrain non rocheux	L	1.860,00	50000,00	93.000.000,00
1,	Fourniture et mise en œuvre des tubes	M			
2	métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	L	5.580,00	1200,00	6.696.000,00
1,	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16000,00	1.344.000,00
3					
1,	Recepape des pieux	U	84,00	3700,00	310.800,00
4					
1,	Essais statiques des pieux isolés sous	U			
5	compression axiale		1,00	1520000,00	1.520.000,00
TOTAL (Poste 1)					102.870.800,00

Poste 2 : Béton					
2,	Béton de propreté de 10 cm pour fonds	M			
1	de fouilles	2	1.290,00	1000,00	1.290.000,00
2,	Béton RN 27 pour semelles	M			
3	(piles,culées)	3	2.590,00	17500,00	45.325.000,00
2,	Béton RN 27 pour piles	M			
4		3	1.900,00	18000,00	34.200.000,00
2,	Béton RN 27 pour culées	M			
5		3	570,00	18000,00	10.260.000,00
2,	Béton RN 35 pour voussoirs en béton	M			
6	précontraint	3	8.030,00	35000,00	281.050.000,00
TOTAL (Poste 2)					372.125.000,00

Poste 3 : Acier					
3,	Acier haute adhérence Fe E50 A pour	T			
1	intrastructure		450,00	106000,00	47.700.000,00
3,	Acier haute adhérence Fe E50 A pour	T			
2	voussoirs en béton précontraint préfabriqués		1.204,50	106000,00	127.677.000,00
3,	Acier de précontraint par post-tension	T			
3	pour voussoirs préfabriqués		361,30	440000,00	158.972.000,00
TOTAL(Poste 3)					334.349.000,00

TOTAL HORS TAXES	809.344.800,00
T V A 19 %	153.775.512,00
TOTAL EN TTC	963.120.312,00

II.5 ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Critère de choix	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont MixteBipoutre	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gain sur le tonnage d’acier dû à un meilleur rendement des sections d’acier mises en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d’ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière. ▪ La précision dimensionnelle des structures due à la fabrication des pièces en atelier dans des conditions optimales. ▪ La légèreté, due à la diminution du nombre de poutres. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Demande une main d’œuvre très qualifiée. ▪ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque de renversement ou deVoilement lors du montage ainsi qu'en service. ▪ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
Variante 2 : Pont à poutres précontraint de type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Le fonctionnement isostatique insensible aux déformations imposées (tassements différentiels, gradient de température). ▪ Une grande simplicité de conception et une bonne réutilisation des coffrages. ▪ Ces ouvrages sont généralement économiques. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poids propre très important. ▪ Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, source d’inconfort, qui nécessitent un entretien coûteux. ▪ Nécessite deux lignes d’appuis, ce qui conduit à des têtes de piles larges.

Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	<ul style="list-style-type: none">▪ Permet de franchir des vallées profondes et accidentées grâce à la technique d'encorbellement successif, sans recours aux cintres et échafaudages.▪ Facilité de réaliser des tabliers de différentes géométries en plan et en élévation.▪ Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	<ul style="list-style-type: none">▪ L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.▪ Le poids est très important, ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes.▪ Le coût est très élevé du fait de l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte et d'éventuelles fondations profondes importantes.
--	--	--

II.6 CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres.

Chapitre III

HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérisent les charges permanentes et les surcharges d'exploitations appliquées, il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul de notre viaduc.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

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

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

III.3.1 Béton

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400kg/m^3 de ciment CPA.

➤ **Résistance en compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée **f_{c28}** .

$f_{c28} = 27 \text{ MPA}$ Pour le béton de l'infrastructure.

$f_{c28} = 35 \text{ MPA}$ Pour le béton de tablier.

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

➤ **Résistance en traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPA.

Pour $j = 28$ jours, on trouve alors :

$$\begin{array}{ll} f_{c28} = 27 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.2 \text{ MPA} & \text{Pour le béton de l'infrastructure.} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPA} & \text{Pour le béton de tablier.} \end{array}$$

III.3.2 Armatures

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de la déformation élastique : $E_s = 2000.10^2 \text{ MPa}$

Les diamètres commerciaux des barres **HA** indépendants sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

➤ **Armatures de précontraintes :**

Les armatures de précontraintes (**câbles Freyssinet**) sont constituées d'un câble **12T15s**, classe **1860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble : 12T15s → $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : 12T15s □ $\Phi = 80 \text{ mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de Recul d'ancrage $g = 6 \text{ mm}$
- f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Béton

➤ **Contraintes admissibles à la compression :**

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

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée ≥ 24 h
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < h < 24h$
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée < 1 h

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

Tableau III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30	$\gamma_b = 1.5$, Situation durable
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96	$\gamma_b = 1.5$, Situation transitoire
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		21.00	16.20	$\gamma_b = 1.15$, Situation accidentelle

➤ **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 (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.3.3.2 Armatures

➤ **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n} \times f_{tj} \right\} ; n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ 0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n} \times f_{tj} \} ; n = 1.6$		200	200

➤ **Classe de justification de la précontrainte :**

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

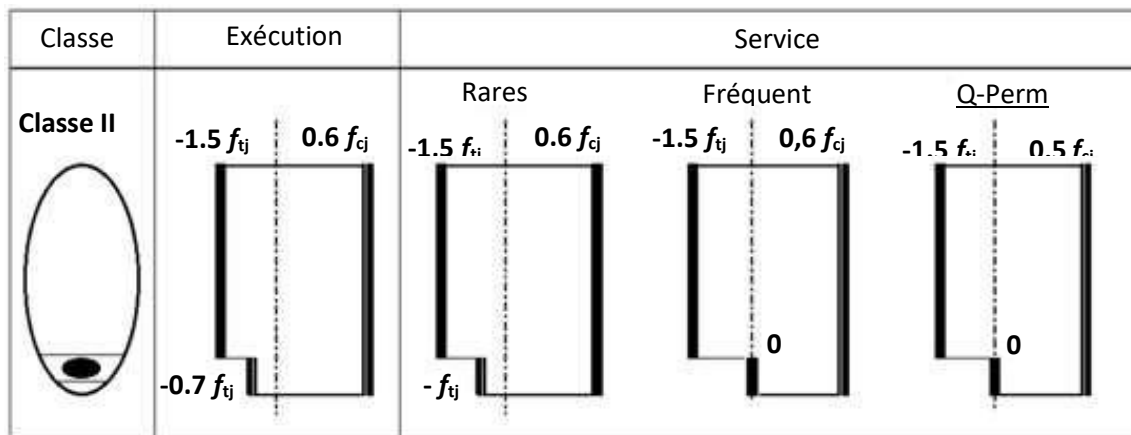


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

- Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau III.3 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN)
			tablier poutres (L = 40 m)
Corniches	25	2.75	110.00
Revêtement	25	20.00	800.00
Trottoirs	25	4.88	195.50
Glissières de Sécurité et garde corps	/	2.00	80.00
Total	/	29.63	1185.5

- Poids de la poutre :

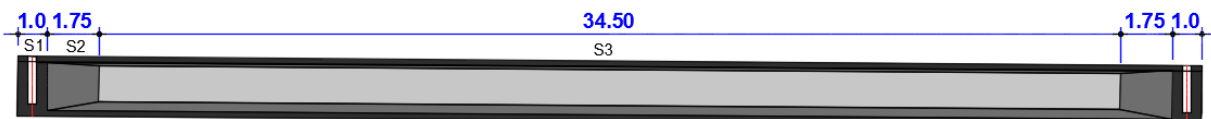


Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

Tableau III.4: Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about S1	1.29	2 × 1	2.58	64.5
Section intermédiaire S2	1.02	2 × 1.75	3.57	89.25
Section médiane S3	0.79	34.5	27.255	681.375
Total	/	40	33.405	835.125

Tableau III.5: Poids du tablier.

Elément	V(m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	33.405	7	5845.875
Dalle	113.40	1	2835
Entretoise	0.474	2 × 6	142.2
Poids propre total du tablier			8823.075
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			10008.575

➤ Calcul les efforts dus au poids propre :

On a : $G = 250.20 \text{ KN/ml}$.

- L'effort tranchant : à $(x = 0)$ (réaction) :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 250.20 \times 40/2 = 5\,004 \text{ KN.}$$

- Moment fléchissant : à $(x=L/2)$:

$$M(L/2) = G \times L^2/8 = 250.20 \times 40^2/8 = 50\,040 \text{ KN.m.}$$

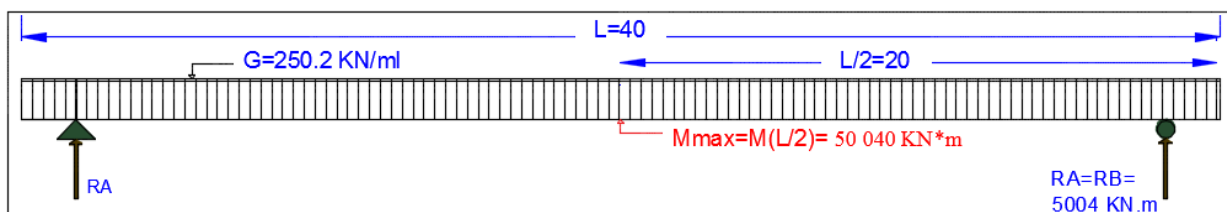


Figure III.3 : Sollicitations dues au poids propre.

III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1 Système de charge à considérer

D'après le D.T.R les surcharges considérées sont ;

- Charges civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.2 Caractéristiques du pont

III.4.2.3 Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier $L_r = 10 \text{ m}$

➤ **Largeur chargeable :**

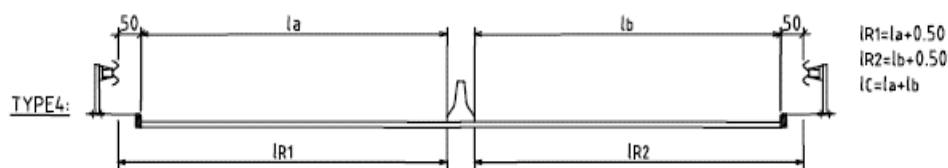


Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR.

$$\text{Donc : } L_c = 10 - 0.5 = 9.50 \text{ m}$$

➤ **Classe du pont :**

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

- $L_r \geq 7.00 \text{ m}$ → Un pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m}$ → Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50 \text{ m}$ → Un pont de 3^{ème} classe

Notre pont a une largeur roulable $L_r = 10 \text{ m} > 7 \text{ m}$, donc **il est classé en 1^{ère} classe.**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable :

$$N = (L_c/3) = [9.50/3] = 3$$

➤ **La largeur de voies :**

$$L_v = L_c/N = 9.50/3 = 3.17 \text{ m.}$$

III.4.2.4 Système de charge A

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \quad ; \quad A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{array} \right. \quad (\text{kN/m}^2)$$

L : la longueur chargée du tablier en (m). $L = 40 \text{ m}$.

$$A(l) = 2.30 + \frac{\quad}{40 + 12} = 9.22 \text{ KN/m}^2$$

D'après R.C.P.R → $A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$

Tableau III.6: Coefficient a1.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et $v_0 = 3.50$ m. d'où $a_2 = 1.11$

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.7: Valeurs de A(L) pour le tablier poutres.

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)×a ₁ ×a ₂ (KN/m ²)	A(l) (KN/ml)
1	9.22	1	1.11	10.19	32.28
2	9.22	1	1.11	10.19	64.56
3	9.22	0.9	1.11	9.17	87.16

➤ **Calcul de A (L) distribué sur un certain nombre de voies :**

$$A_v(L) = A(L) \times a_1 \times a_2$$

Valeurs de A (l) pour différentes voies chargées :

Une travée chargée : $A(l) = 9.22 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant distribuer sur un certain nombre de voies :**

Une voie chargée :

$$A_{1v} = 9.22 \times 1 \times 1.11 \times 3.17 = 32.281 \text{ KN/m}^2.$$

• **L'effort tranchant : à (x = 0) (réaction max)**

$$R_A = R_B = A_{1v} \times L/2 = 32.281 \times 40/2 = 645.62 \text{ KN}.$$

- **Moment fléchissant : à (x = L/2)**

$$M(L/2) = A1v \times L^2/8 = 32.281 \times 40^2/8 = 6\,456.20 \text{ KN.m.}$$

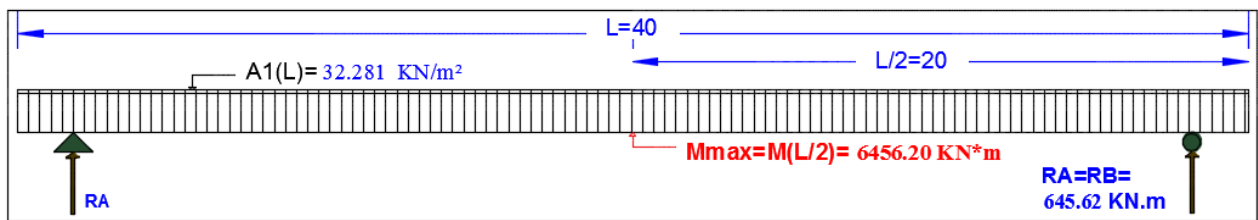


Figure III.5 : Positionnement de la surcharge A1v.

III.4.2.5 Système de charge B

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

- Le système Bc se compose de camions types(300KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée(10KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).
- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe

➤ Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :

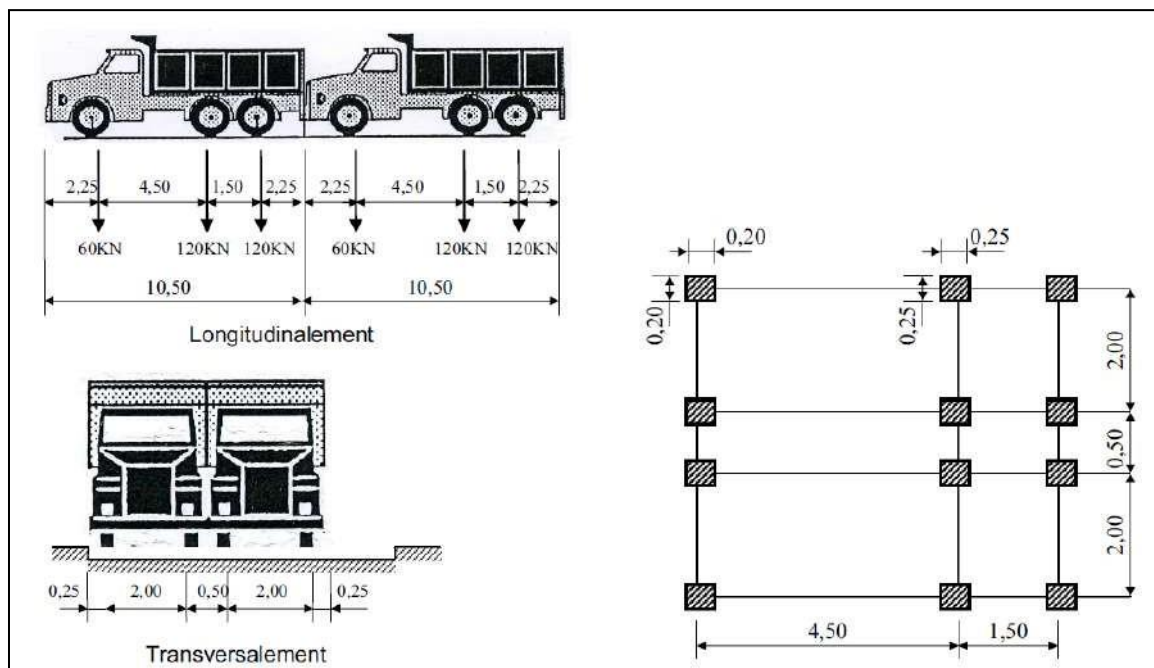


Figure III.6: Système de chargement Bc.

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III.8: Les valeurs de B_c .

N° des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

➤ Calcul des sollicitations :

- L'effort tranchant : à ($x = 0$) :

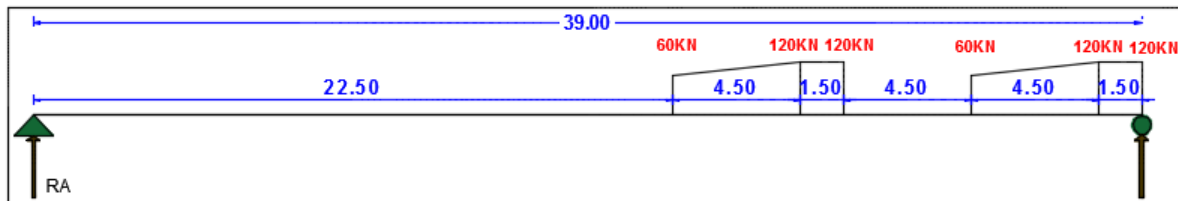


Figure III.7 : Répartition de la charge B_c pour le calcul de l'effort tranchant.

Une voie chargée :

$$\sum M/B = 0 ;$$

$$\text{Donc : } R_{\max} = R_B = 19170/39 = 491.538 \text{ KN}$$

$$R1(B_c) = R_B \times b_c \times N_{\text{voies}} \times \delta_1 = 491.538 \times 1.2 \times 1 \times 1.055 = 622.31 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES » :

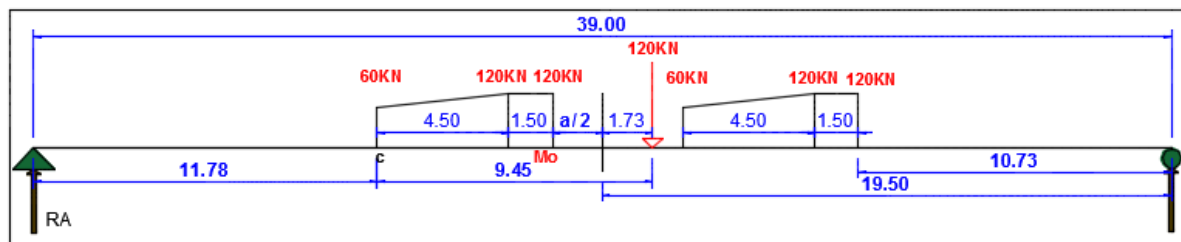


Figure III.8 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.

Théorème : « Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (π) sera maximum lorsque cette charge (π) est la résultante R de toutes les charges selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

$$M/c = R \times X = 120 \times 4.5 + 120 \times 60 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 \rightarrow 600X = 5\ 670 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc : } X = 9.45 \text{ m.}$$

$$a = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m}$$

$$MTB_c = M/0.$$

$$\sum M/A = 0 \text{ donc}$$

$$R_B = 326.53 \text{ KN} \rightarrow R_A = 600 - 326.53 = 273.47 \text{ KN.}$$

$$M/0 = R_A \times 17.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 4320.92 \text{ KN.m}$$

Une voie chargée :

$$M_{Bc1} = M/0 \times b_c \times N_{voies} \times \delta_1 = 5470.28 \text{ KN.m.}$$

➤ **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

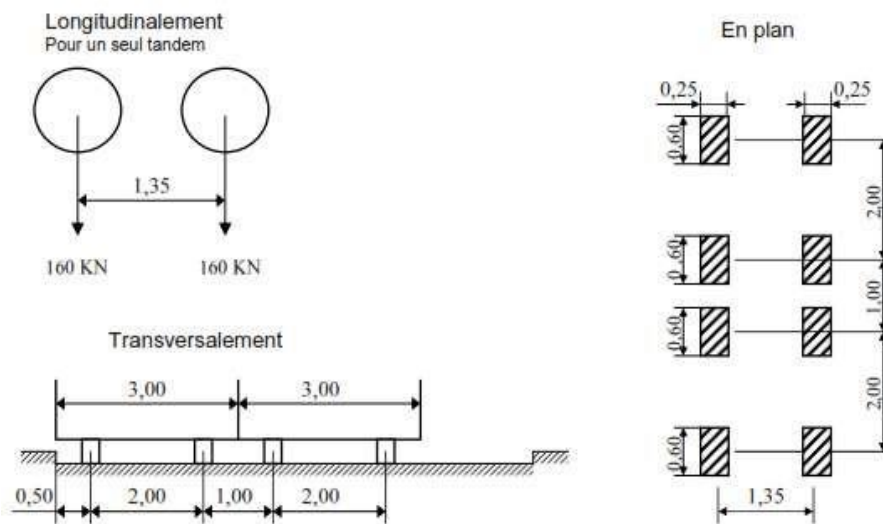


Figure III.9 : Système de chargement Bt.

Notre pont est de classe I :

$$B_t = 1.2$$

1^{er} cas : un tandem de Bt :

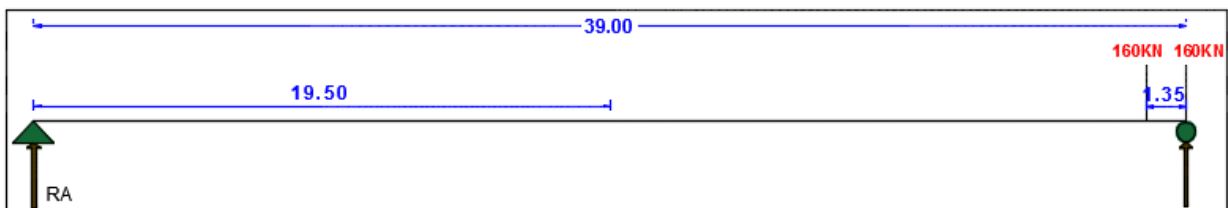


Figure III.10 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.

$$S = 320 \times 1.2 = 384 \text{ KN}$$

$$G = 10\,008.60 \text{ KN}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$\delta_1 = 1.050$$

2^{ème} cas : deux tandem de Bt :

$$S = 2 \times 320 \times 1.2 = 768 \text{ KN}$$

$$G = 10\,008.60 \text{ KN}$$

$L = 40 \text{ m}$

$\delta_2 = 1.056$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **L'effort tranchant : à (x = 0)**

1er cas : un tandem de Bt :

$\Sigma M/B = 0 \rightarrow RA \times 39 = 160 \times 1.35 \text{ KN.m}$

$\rightarrow RA = 5.53 \text{ KN} \rightarrow RB = 320 - 5.53 = 314.47 \text{ KN.}$

$R1_{\text{max}} (\text{Bt}) = RB \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta_1 = 396.23 \text{ KN.}$

2ème cas : deux tandems de Bt :

$R2_{\text{max}} (\text{Bt}) = 796.99 \text{ KN.}$

- **Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES »**

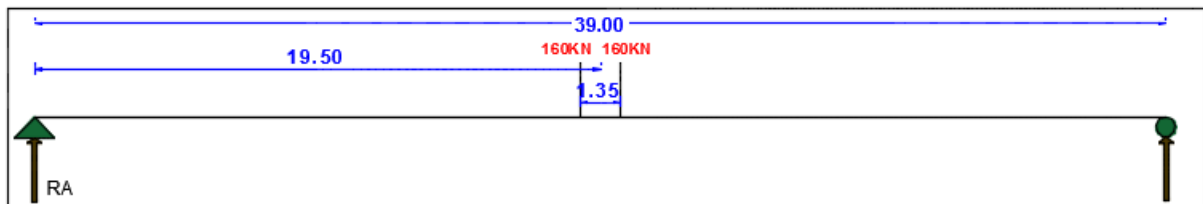


Figure III.11 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.

Vu qu'on a une symétrie : $RA = RB = 160 \text{ KN.}$

$M (L/2) = MBt = RA \times (39/2) - 160 \times 0.675 = 3\ 012 \text{ KN.m.}$

1er cas : un tandem de Bt

$MBt1 = MBt \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta_1 = 3\ 795.12 \text{ KN.m.}$

2ème cas : deux tandems de Bt

$MBt2 = 7\ 633.61 \text{ KN.m.}$

➤ **Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :**

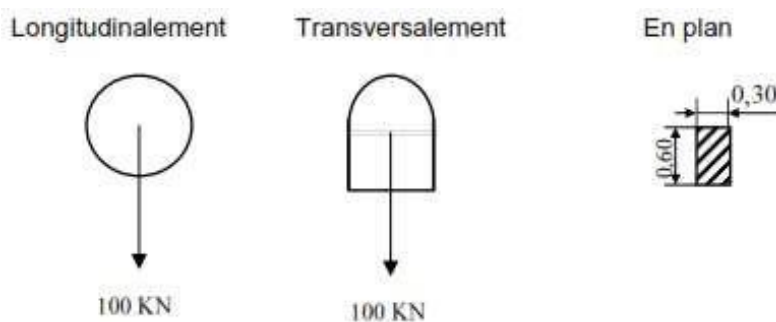


Figure III.12 : Système de chargement Br.

$S = 100 \text{ KN.}$

$G = 10\ 008.60 \text{ KN} ; L = 40 \text{ m}$

$\delta = 1.046.$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **L'effort tranchant : à (x = 0)**

$$R_{Br} = R_B \times \delta = 100 \times 1.046 = 104.6 \text{ KN.}$$

- **Moment fléchissant :**

Vu qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 50 \text{ KN.}$

$$M(L/2) = M_{Br} = R_A \times (39/2) = 975 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max} = M_{Br} \times \delta = 1\,019.85 \text{ KN.m.}$$

III.4.2.6 Charges militaires : Mc 120 :

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

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

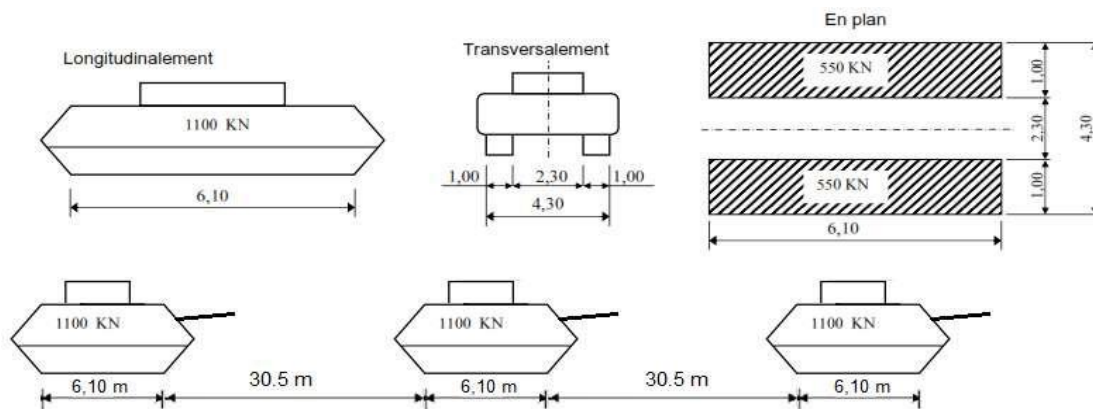


Figure III.13: Convoi de charge Mc 120.

$$S = 1\,100 \text{ KN.}$$

$$G = 10\,008.60 \text{ KN ; } L = 40 \text{ m}$$

$$\delta = 1.06.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **L'effort tranchant : à (X = 0) :**

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times 39 = 1100 \times 3,05 = 3355 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_A = 86.02 \text{ KN} \rightarrow R_B = 1\,013.98 \text{ KN.}$$

$$RM_{c120} (\max) = RB \times \delta = 1074.81 \text{ KN.}$$

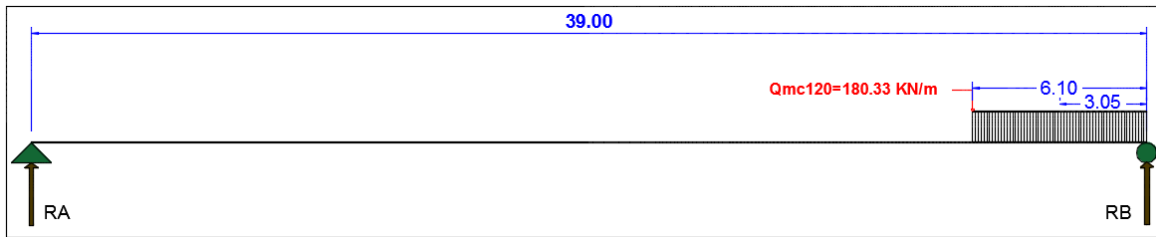


Figure III.14 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

- Moment fléchissant : à $(x = L/2)$

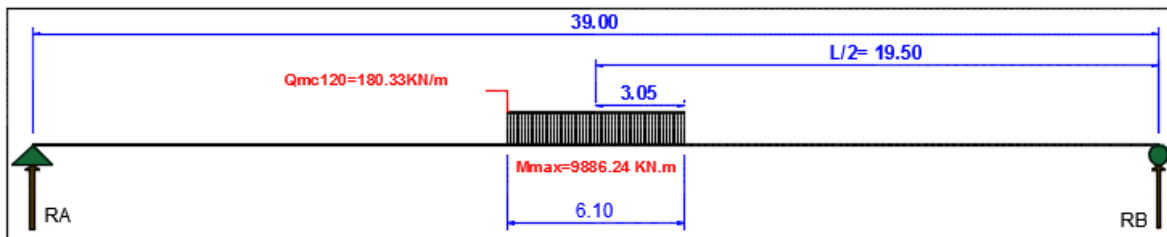


Figure III.15 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

III.4.2.7 Convoi exceptionnel : D240

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 KN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

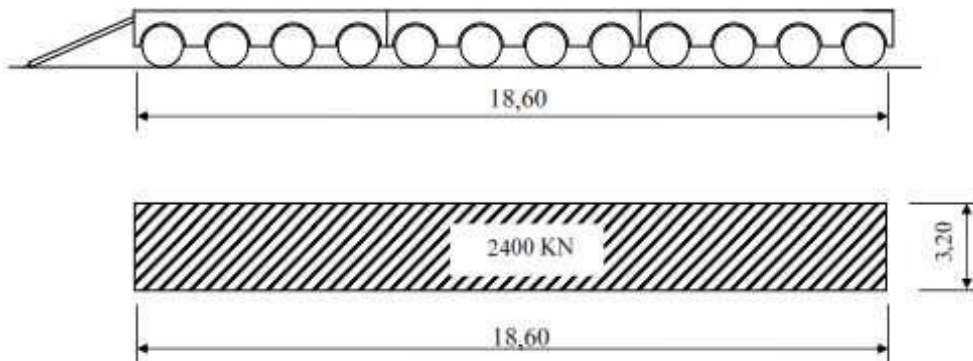


Figure III.16 : Convoi exceptionnel D240.

- Calcul des sollicitations :

- L'effort tranchant : à $(x = 0)$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow RA \times 39 = 2\,400 \times 9.30 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow RA = (2\,400 \times 9.30) / 39 = 572.3 \text{ KN}$$

$$\rightarrow RB = 1\,827.7 \text{ KN}$$

$$R_{\max} = RB = 1\,827.7 \text{ KN.}$$

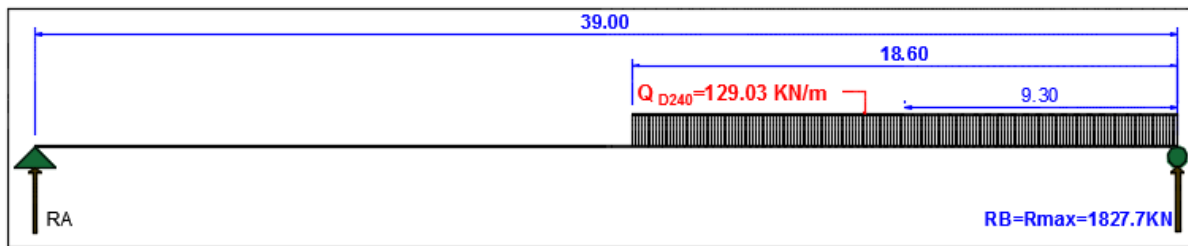


Figure III.17 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.

- **Moment fléchissant : à (x = L/2) :**

Vu qu'on a une symétrie : $RA = RB = 1\ 200\ \text{KN}$.

$MD_{240}(\text{max}) = M(L/2) = 17\ 820.09\ \text{KN.m}$.

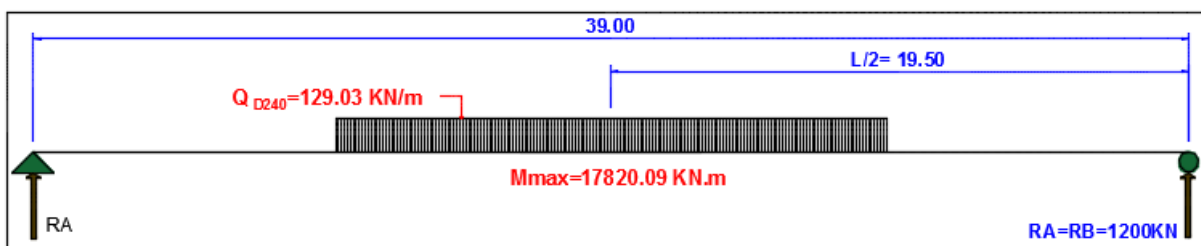


Figure III.18 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max.

III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Tel que :

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

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Une voie chargée :

Pont de classe I et le nombre de voie chargée = 3

D'après le tableau III.5 :

$bc = 0.95$; $S = 300 \times 6 \times 0.95 = 1710\ \text{KN}$; $G = 10\ 008.60\ \text{KN}$; $L = 40\ \text{m}$

$\delta 1 = 1 + [((0.4) / (1 + 0.2 \times 40))] + [(0.6) / (1 + 4 \times (10\ 008.60 / 1710))] = 1.069$

On résume les valeurs de coefficients de majoration dynamique dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9: Coefficients de majoration dynamique du tablier.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B _c	40.00	10 008.60	1 710	1.069
B _t			768	1.056
Mc120			1 100	1.060

III.4.2.9 Efforts de freinage :

➤ **Système de charge B_c :**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.

➤ **Système de charge A :**

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

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S}$$

S : surface chargée en (m²).

Tableau III.10 : L'effort de freinage de A(L).

	S (m ²)	A (KN/m ²)	F(KN)
Une voie	126.67	10.19	63.16
Deux voies	255.33	10.19	123.64
Trois voies	380.00	9.17	163.45

III.5 REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0$) et pour les 9 sections de la largeur de dalles ($y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$).

On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

III.5.1 Définition des paramètres de calcul

Largeur active B : le pont est constitué de 7 poutres (n = 7).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b_1 \Rightarrow 2b = 7 \times 1.69$

Donc : $b = 5.915$ m.

b_1 : distance entre axe entre les poutres ($b_1 = 1.69$ m)

➤ Position active des poutres :

Tableau III.11: Valeur des positions actives des poutres.

Position	X1	X2	X3	X4
Valeur	0	1.69	3.38	5.08

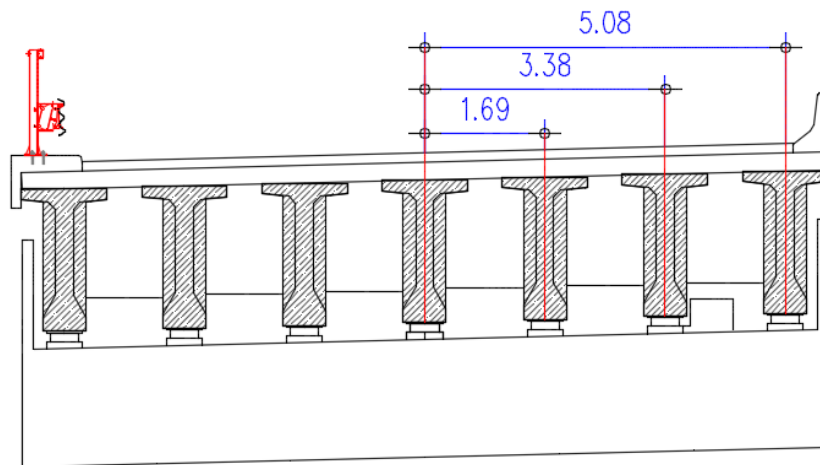


Figure III.19 : Positions actives des poutres.

➤ Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_p = C_P/b_1$$

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ_{10} : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

➤ Rigidité torsionnelle de la poutre C_p :

$$C_P = \frac{G}{3} \left[(\sum h_i b_i^3) + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$$

d : épaisseur de la dalle.

h_i : hauteur de la poutre.

- **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γ_E :**

$$\gamma_E = CE/L1$$

- **Module de cisaillement (module de déformation transversale) :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 0.416E$$

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise C_E :**

$$C_E = 2 \times G \times I_e$$

III.5.2 Paramètre d'entretoisement Θ

C'est le second paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion. Θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b^4}{I} \times \sqrt{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

On calcul les différents paramètres :

$b = 5.91 \text{ m} = 591 \text{ cm}$ (largeur active).

$I = 40 \text{ m} = 4000 \text{ cm}$ (longueur de la poutre).

- **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$L1 = 100 \text{ cm}$ (distance entre axe d'entretoise).

$b1 = 169 \text{ cm}$; $d = 25 \text{ cm}$.

$I_D = L1 \times d^3 / 12 = (1 \times (0.015625)) / 12 = 0.0130208 \text{ m}^4$

$\rho E = \rho D = 0.00130208 E$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_P = I_0 + \frac{8(I_M - I_0)}{3\pi}$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.8343 m^4

I_M : moment d'inertie de la section à mi-travée = 0.6972 m^4

→ $I_P = 0.8343 + (8(0.6972 - 0.8343)) / 3\pi = 0.71792 \text{ m}^4$

$\rho p = 0.4248 E$

Donc : $\Theta = 0.63$.

III.5.3 Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{y_p + y_E}{\sqrt[4]{\rho_p + \rho_E}}$$

➤ **Rigidité torsionnelle de la dalle γ_E :**

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,416 E \times I_e$$

$$I_e = I_D = 0.00130208 \text{ alors : } C_E = 2 \times 0.416 E \times 0.00130208 = 0.0010833 E$$

$$\gamma_E = 0.0010833 E$$

➤ **Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

Tel que : $b_1 = 1.69 \text{ cm}$

• **Calcul de la section simplifiée**

Section de la table de compression S1 à mi- travée :

$$S1 = 120 \times 15 + (10 \times 13.75/2) \times 2 + (3.75 \times 37.5/2) \times 2 + 14 \times 25 = 2287.78 \text{ cm}^4$$

Largeur de la table : 120 cm

$$h1 = S1/120 = 2287.78 / 120 = 19.06 \text{ cm}$$

Section du Talon S2

$$S2 = 60 \times 20 + (30 \times 35/4) \times 2 + 30 \times 25 = 2475 \text{ cm}^2$$

$$\text{Largeur du talon } h2 = S2 / 60 = 2475 / 60 = 41.25 \text{ cm}$$

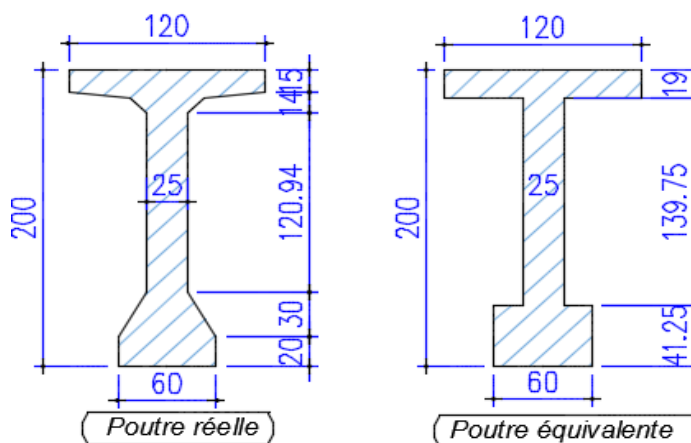


Figure III.20 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416E}{3} [(0.60 \times 0.4125^3 + 1.3975 \times 0.25^3 + 1.20 \times 0.19^3) + 1.69 \times 0.25^3 / 2]$$

$$C_p = 0.0076955E \quad \text{alors} \quad \gamma_p = 0.0076955E / 1.69 = 0.004553 E$$

$$\text{Donc} \quad \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{0.004553 E + 0.001083 E}{2 \times \sqrt{(0.4248 E \times 0.001302 E)}} = 0,1198 = 0,12$$

III.6 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

III.6.1 Tableau donnant le moment fléchissant pour : $x = L/2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12: Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = L/2$.

Charges et surcharges		Valeur (KN)	Moment fléchissant max a ML/2 (KN.m)	Moment fléchissant M0 par poutre (KN.m)	
Charge Permanente	G	250.20 KN/m ²	50 040.00	7 148.57	
Surcharge A(L)	A1(L) Une voie	32.281 KN/m ²	6 456.20	922.31	
	A2(L) Deux voies	64.562 KN/m	12 912.00	1 844.57	
	A3(L) Trois voies	87.158 KN/m ²	17 431.60	2 490.22	
Surcharge B	Bc	Une voie	600	5 470.28	781.46
		Deux voies	1 200	10 114.40	1444.91
		Trois voies	1 800	13 164.33	1 880.61
	Bt	Un tandem	320	3 795.12	542.16
		Deux tandems	640	7 633.61	1 090.51
Br	100	1 019.85	145.69		
Convoi	MC120	1 100	9 886.24	1 412.32	
	D240	2 400	17 820.09	2 545.72	
Surcharge de Trottoir	1 trottoir	1.5 KN/ml	285.18	40.74	

III.6.2 Coefficient de répartition transversale K

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépend de :

- De la valeur du paramètre d'entretoisement θ

- De la valeur du paramètre de torsion α
- De l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire
- De l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour éviter de calculer séparément $K\alpha$ pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

- Si $0 \leq \theta \leq 0,3$ $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$
- Si $0,3 \leq \theta \leq 1$ $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$

Où :
$$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième :

$$\theta = 0.63 \text{ et } \alpha = 0.12$$

$$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - 0.63}{0.665}\right)}$$

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0,90$ et $\theta = 0,95$ pour trouver les valeurs correspondants $\theta = 0.92$.

D'après les tableaux de 'Guyon Massonnet ' et pour $\theta = 0.63$ et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau III.13: Valeur de K0 pour $\theta= 0.60$.

$\theta=0.60$		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
b/4	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
b/2	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
3b/4	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
b	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,4480

Tableau III.14: Valeur de K1 pour $\theta = 0.60$.

$\theta=0.60$		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,1510	1,0792
b/2	0,4349	0,5243	0,6410	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
3b/4	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,1510	1,4582	1,7518	1,9607
b	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

Tableau III.15: Valeur de K0 pour $\theta = 0.65$.

$\theta=0.65$		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,5180	1,2565	0,9520
b/2	-0,5207	-0,1690	0,1974	0,6014	1,0524	1,5180	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,1690	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,9520	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau III.16: Valeur de K1 pour $\theta = 0.65$.

$\theta=0.65$		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485	0,7485
b/4	0,5289	0,6330	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,2860	0,3648	0,4734	0,6330	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,2860	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Application sur notre exemple :

Pour $K_0(0,63)$, on interpole sur la valeur ($y = -b ; e = 0$)

$$K_0(0,63) = \frac{0,63-0,60}{0,65-0,60} \times (K_0(0,65) - K_0(0,60)) + K_0(0,60)$$

$$K_0(0,63) = \frac{0,63-0,60}{0,65-0,60} \times ((0,1776) - (0,3347)) + (0,3347) = 0,2404$$

Tableau III.17: Valeur de K0 pour $\theta = 0.63$.

$\theta=0.63$		$\alpha=0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,2404	0,6521	1,0493	1,3799	1,5289	1,3799	1,0493	0,6521	0,2404
b/4	-0,2362	0,1836	0,6056	1,0199	1,3799	1,5781	1,5049	1,2810	1,0174
b/2	-0,5221	-0,1660	0,2031	0,6056	1,0493	1,5049	1,8798	2,0711	2,1871
3b/4	-0,7138	-0,4504	-0,1660	0,1836	0,6521	1,2810	2,0711	2,9444	3,7774
b	-0,8775	-0,7138	-0,5221	-0,2362	0,2404	1,0174	2,1871	3,7774	5,6795

Pour $K_1(0,63)$, on interpole sur la valeur ($y = -b ; e = 0$)

$$K_1(0,63) = \frac{0,63-0,60}{0,65-0,60} \times (K_1(0,65) - K_1(0,60)) + K_1(0,60)$$

$$K_1(0,63) = \frac{0,63-0,60}{0,65-0,60} \times ((0,7485) - (0,7878)) + (0,7878) = 0,7642$$

Tableau III.18: Valeur de K1 pour $\theta = 0.63$.

$\theta=0.63$		$\alpha=1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,7642	0,8027	0,8489	0,8977	0,9242	0,8977	0,8489	0,8027	0,7642
b/4	0,5490	0,6502	0,7818	0,9514	1,1367	1,2635	1,2392	1,1541	1,0706
b/2	0,4033	0,4938	0,6144	0,7818	0,9977	1,2392	1,4333	1,4877	1,4877
3b/4	0,3061	0,3857	0,4938	0,6502	0,8688	1,1541	1,4877	1,8058	2,0238
b	0,2353	0,3061	0,4033	0,5490	0,7642	1,0706	1,4877	2,0238	2,6530

➤ **Calcul de $K\alpha$:**

Pour $\alpha = 0,12$ et $\Theta = 0.63$, on utilise la méthode de Sattler

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta \quad \text{et} \quad \beta = 0.572; \quad \alpha^\beta = 0,12^{0,572} = 0,297 ;$$

On prend un exemple pour la valeur ($y = -b$; $e = 0$)

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta = 0,2404 + (0,7642 - 0,2404) \times 0,297 = 0.396$$

Tableau III.19: Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,63$ et $\theta = 0.12$.

$\theta = 0.63$		$\alpha = 0.12$							
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0,00000$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$0,00000$	0,3960	0,6968	0,9898	1,2367	1,3493	1,2367	0,9898	0,6968	0,3960
$b/4$	-0,0030	0,3222	0,6579	0,9995	1,3077	1,4846	1,4260	1,2433	1,0332
$b/2$	-0,2472	0,0299	0,3253	0,6579	1,0340	1,4260	1,7472	1,8978	1,9794
$3b/4$	-0,4109	-0,2021	0,0299	0,3222	0,7165	1,2433	1,8978	2,6062	3,2566
b	-0,5470	-0,4109	-0,2472	-0,0030	0,3960	1,0332	1,9794	3,2566	4,7806

Si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait interpoler en fonction θ et α et on tracer la ligne d'influence propre à cette poutre.

L'ouvrage concerné par l'étude est d'une largeur active de 5.915 x 2 m porté par neuf poutres espacées également de 1.69 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Tableau III.20: Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre.

$\theta = 0.715$		$\alpha = 0.55$							
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0,00000$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Poutre1 $Y=0$	0,3960	0,6968	0,9898	1,2367	1,3493	1,2367	0,9898	0,6968	0,3960
Poutre2 $Y=1.69$	-0,0379	0,2805	0,6104	0,9508	1,2686	1,4763	1,4719	1,3368	1,1683
Poutre3 $Y=3.38$	-0,2940	-0,0363	0,2409	0,5620	0,9433	1,3738	1,7902	2,1002	2,3443
Poutre4 $Y=5.07$	-0,4692	-0,2916	-0,0888	0,1829	0,5792	1,1533	1,9328	2,8849	3,9096

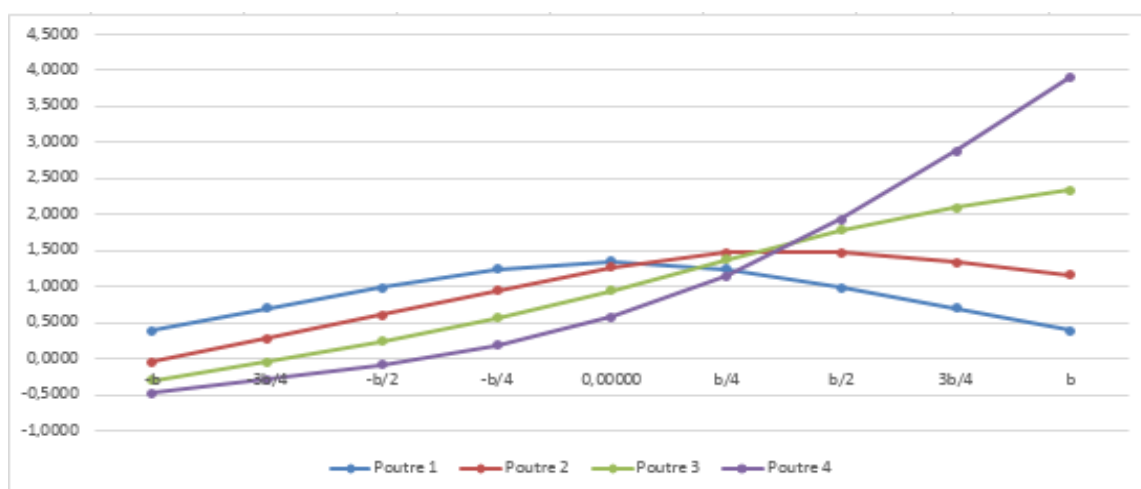


Figure III.21 : Position des poutres.

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire trois poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on peut pas disposer le chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour Bt , Mc120 et les 25 cm pour Bc par contre le convoi exceptionnel D240 il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Br,Bt) ; On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l), Mc120, D240) : on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisée par la longueur de la voie (A(l)) ou la longueur d'impact (Mc120), la longueur de convoi D240.

➤ **Calcul de $K_{\alpha_{moy}}$:**

Pour ce calcul on distingue types de charges :

➤ **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocad 2016 et $K_{\alpha_{moy}}$ est calculé par la formule

$$K_{\alpha_{moy}} = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies.

III.6.3 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.5L$) :

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient $K_{\alpha_{moy}}$ par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$M_{\text{réel}} = K_{\alpha_{moy}} \times M_0$$

M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Tableau III.21: Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.

Désignation		M0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K α moy	Mréel KN.m	K α moy	Mréel KN.m	K α moy	Mréel KN.m	K α moy	Mréel KN.m	
Surcharge A(L)	1 voie	922.31	0.92	848.52	1.12	1 032.98	1.10	1 014.54	0.99	913.08	
	2 voies	1 844.57	0.96	1 770.78	0.86	1 586.33	0.81	1 494.10	0.62	1 143.63	
	3 voies	2 490.22	0.82	2 041.98	0.85	2 116.68	0.78	1 942.37	0.72	1 792.95	
Surcharge B	Bc	1V	781.46	0.61	154.37	1.08	271.09	1.54	386.55	2.01	503.27
		2V	1444.91	0.77	357.35	1.08	501.22	1.22	566.20	1.47	682.22
		3V	1880.61	0.83	501.36	0.99	598.00	0.98	591.96	1.06	640.29
	Bt	1 tand	542.16	0.65	352.40	1.09	590.95	1.50	813.24	1.89	1 024.68
		2 tand	1 090.51	0.81	883.31	1.06	1 155.94	1.19	1 297.7 0	1.29	1 406.75
Convoi	Mc120	1 412.32	0.93	1 313.45	0.93	1 313.45	0.76	1 073.3 6	0.56	790.89	
	D240	2 545.72	1.00	2 545.72	0.96	2 443.89	0.76	1 934.7 4	0.49	1 247.40	

III.6.4 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Combinaisons de charge à ELS et à ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 (AL+ TR)	9 647.83	9 737.47	9 528.30	9 348.99
	G + 1.2 (Bc+ TR)	7 446.13	7 562.09	7 554.85	7 612.84
	G + 1.2 (Bt+ TR)	7 904.47	8 231.62	8401.73	8 532.59
	G + MC120	8 109.06	8 109.06	7 868.97	7 586.50
	G + D240	9 341.33	9 239.50	8 730.35	8 043.01
	1.35G + 1.6 (AL+ TR)	12 982.92	13 102.44	12 823.54	12 584.47
	1.35G + 1.6 (Bc+ TR)	10 041.43	10 196.05	10 186.39	10 263.72

ELU	1.35G + 1.6(Bt+ TR)	10 652.55	11 088.76	11 315.57	11 490.05
	1.35G + 1.35.MC120	10 947.23	10 947.23	10 623.10	10 241.77
	1.35.G + 1.35. D240	12 610.79	12 473.32	11 785.97	10 858.06

En conclusion la poutre la plus sollicitée est la première poutre (poutre centrale) dans les deux états limites

III.7 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

III.7.1 Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Tableau III.23: Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à $X= 0.00L$ et $X= L/2$.

Charges et surcharges		Effort tranchant T(KN.) $X=0.00L$	Effort tranchant par poutre T_0 (KN.) $X=0.00L$	Effort tranchant T(KN.) $X=0.25L$	Effort tranchant par poutre T_0 (KN.) $X=0.25L$	
Charge Permanente	G	5 040.00	720.00	2 502.00	357.42	
Surcharge A(L)	A1(L) Une voie	645.62	92.23	322.81	46.11	
	A2(L) Deux voies	1291.24	184.46	645.62	92.23	
	A3(L) Trois voies	1 743.16	249.02	871.58	124.51	
Surcharge B	Bc	Une voie	622.31	88.90	484.97	96.28
		Deux voies	1 150.16	164.30	896.71	128.10
		Trois voies	1 497.58	213.94	1 167.11	166.73
	Bt	Un tandem	396.23	56.60	389.23	55.60
		Deux tandems	796.99	113.85	782.92	111.84
Br		104.6	14.94	108.1	15.44	
Convoi	MC120	1074.81	153.54	983.62	140.51	
	D240	1 827.7	261.10	1255.38	179.34	
Surcharge de Trottoir	1 trottoir	29.25	4.17	14.62	2.08	

III.8 MODELISATION DE L'OUVRAGE

III.8.1 Modélisation des éléments de la structure

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec 9 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 0.25cm d'épaisseur avec 7 poutres)

III.8.2 Modélisation des charges et surcharges

III.8.2.1 Définition des charges

Les charges appliquées sur modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statique (AL) soit comme des charges roulantes.

III.8.2.2 Combinaisons d'actions

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charge suivantes :

➤ **Combinaison de charge à l'ELU fondamentale :**

$$1.35G + 1.6 (Bc +st)$$

$$1.35G + 1.6 \times (AL +st)$$

$$1.35G + 1.6 \times (Bt + st)$$

$$1.35G + 1.35 \times D240$$

$$1.35G + 1.35Mc120$$

➤ **Combinaison de charge à ELS fondamentale :**

$$G + 1.2Bc +st$$

$$G + 1.2AL+st$$

$$G + 1.2Bt +st$$

$$G + D240+st$$

$$G + MC120+st$$

III.8.2.3 Affectation des charges

Résultats

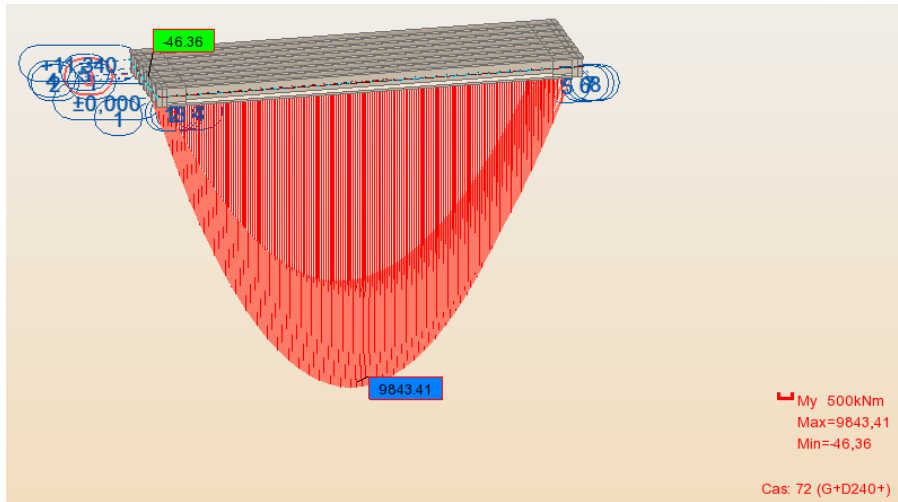


Figure III.22. Digramme du moment max combinaison ELS

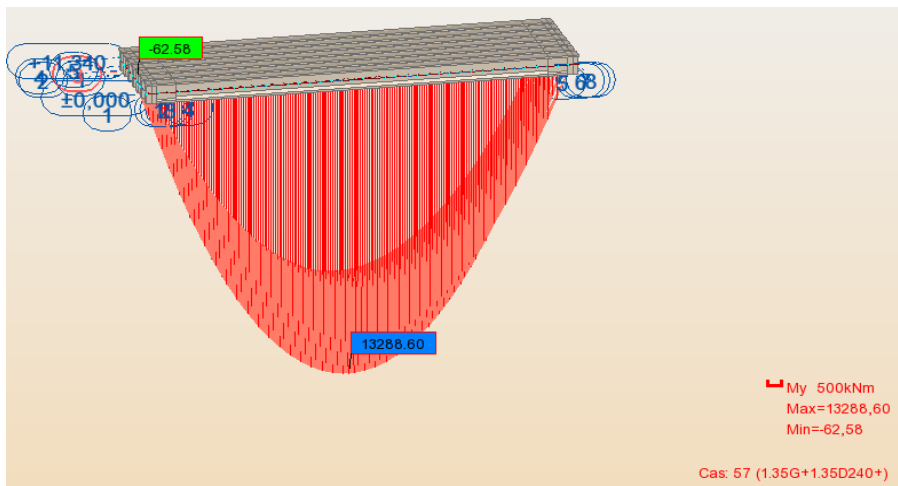


Figure III.23. Digramme du moment max combinaison ELU

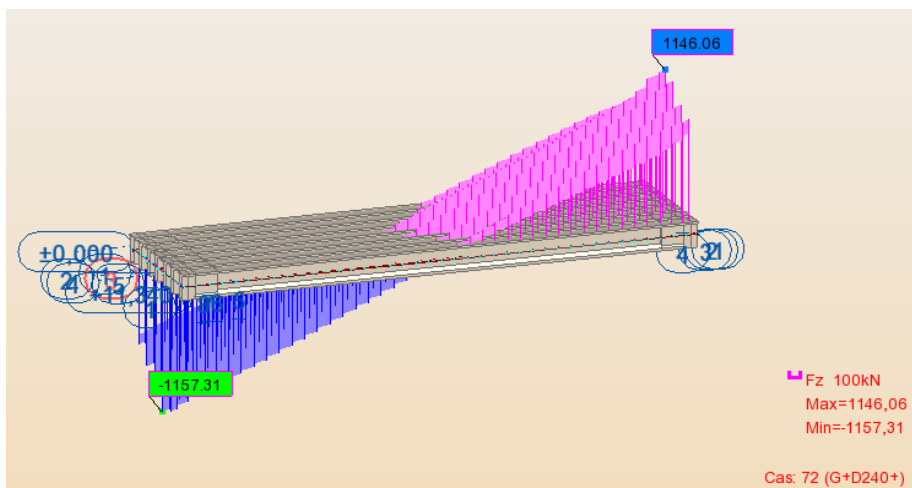


Figure III.24. Digramme de l'effort tranchant max combinaison ELS

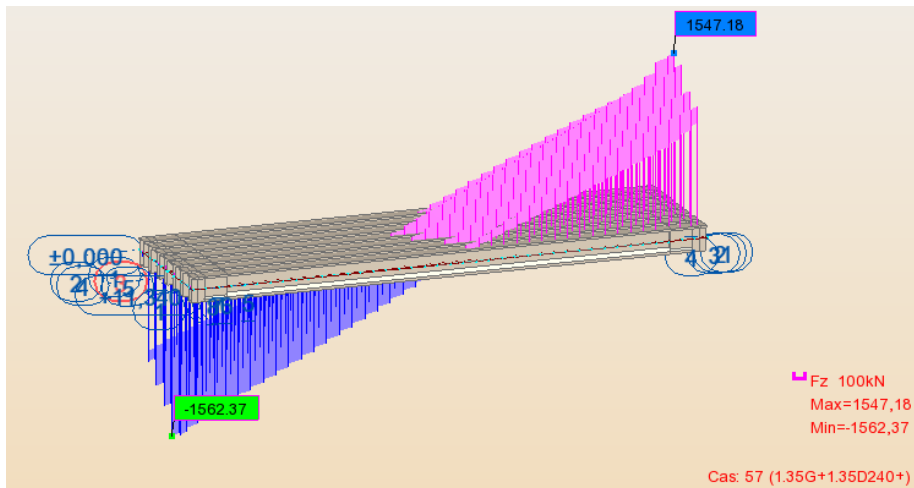


Figure III.25. Digramme de l'effort tranchant max combinaison ELU

Tableau III.24: Les résultats par Les deux méthodes

	Les résultats par le logiciel robot	Les résultats par la méthode G-M
ELS	9 843.41	9 341.33
ELU	13 288.60	12 610.79

III.9 CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle de 1.35G + 1.35D240 de la poutre une avec une valeur du moment maximale de 12 610. 79KN.m. on a bien remarqué que les résultats des deux méthodes de calculs sont approchés avec un petit écart ce qui confirme la validité de calcul, et cella du principalement ou différence dans les hypothèses de calcul et pour plus de précision nous avons choisi la deuxième méthode car elle dépend d'un logiciel de calcul (robot) automatique a comparé à la méthode qui s'appuie sur le calcul manuel (erreur humaine).

Chapitre IV

LA PRECONTRAINTE

IV.1 INTRODUCTION

Le béton, un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

IV.2 DONNEES DE CALCUL

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

Données de l'ouvrage		Caractéristiques des câbles 12 T15	
H (P)	2 m	Type de toron	T15s
H(P+D)	2.25 m	Nbr Toron	12
L	40 m	Ap 1 Toron	150 mm ²
L portée	39 m	Ap 1 Toron (m ²)	0.00015 m ²
N poutres	7	Ap (mm ²) =	0.0018 m ²
E dalle	0.25 m	f _{prg} =	1860 MPa
Enrobage	0.03 m	F _{p0} =	221.4 kN
λ =	1.62 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)
		φ =	0.002 (m-1)
		g =	6 mm
		μ ₀ =	0.43
		ρ _{1000h} =	2.5
		Ep =	190 000 MPa
		f _e	500 MPa
		sigma S	434.783 MPa

Caractéristiques du béton		
F _{c28} =	35	MPa
F _{t28} =	2.7	MPa
σ _{bc} =	21	MPa
σ _{bt} =	-4.05	MPa

	Section about		Section médiane	
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle
B (m ²)	1.3	1.72	0.8	1.22
v' (m)	1.07	1.33	0.07	1.44
v (m)	0.93	0.92	0.93	0.81
I _G (m ⁴)	0.48	0.83	0.39	0.70
ρ	0.37	0.40	0.49	0.49

Résultats Logiciel	
M _{gp} (MN.m)	3.73
M _M (MN.m)	9.84
M _m (MN.m)	6.81
V _M (MN)	1.16
V _m (MN)	0.79

IV.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

IV.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

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

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

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

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

B : son aire.

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

I : son moment d'inertie par rapport à Gz.

ρ : son rendement géométrique.

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures. **M_q** moments généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie entre :

- Une valeur minimale : **M_m** = **M_g** + **M'_g** + **M_{mq}**
- Une valeur maximale : **M_M** = **M_g** + **M'_g** + **M_{Mq}**

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

σ_{bt1} ; **σ_{bt2}** : sont des contraintes limites de traction.

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

Tableau IV.2 : Calcul de PMIN.

Détermination de PMIN			
σ_{bt2}	-2.70	PI	2.75
σ_{bt1}	-4.05	PII	6.11
d'	0.23	PMIN	6.11

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

IV.3.2 Détermination de nombre de câble

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

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P_0 est estimé à 25 % de pertes.

n : nombre de câbles.

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

Tableau IV.3 : Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25	%	Donc on opte pour 3 câbles de 12T15s
T_0	1 488	MPa	
P_0	2.68	MN	
$n \geq$	3.04	Câbles	

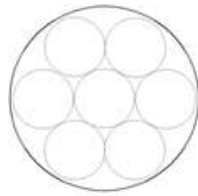


Figure IV.1 : Câble de 12T15.

IV.3.3 Pré-vérification de la précontrainte

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à $x = L/2$ sur les quatre phases et on place les trois câbles dans l'about pour faciliter la mise en tension de la précontrainte :

$$f_{ej} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 j. \quad \text{Selon BAEL99}$$

$$\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_{cj} \quad \text{En construction}$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{tj} \quad \text{Hors section d'enrobage - en construction}$$

$$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{tj} \quad \text{Section d'enrobage - en construction}$$

Tableau IV.4 : Caractéristiques de chaque phase de 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 10% $f_{c7} = 23.18$ MPa $f_{t7} = 1.99$ MPa <hr/> $\sigma_{bt2} = -1.39$ MPa $\sigma_{bt1} = -2.99$ MPa $\sigma_{bcj} = 13.91$ MPa $\Delta P = 10$ % n câble = 3			1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours 2. Les pertes considérées sont de 10 % $f_{c28} = 35.00$ MPa $f_{t28} = 2.70$ MPa <hr/> $\sigma_{bt2} = -1.89$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21.00$ MPa $\Delta P = 10$ % n câble = 3		
3ème phase : Après coulage de la dalle			Quatrième phase : En service		
1. Efforts dus à la deuxième phase 2. Poids propre de l'hourdis couler sur place $f_{c28} = 35.00$ MPa $f_{t28} = 2.70$ MPa $\sigma_{bt2} = -1.89$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21.00$ MPa $\Delta P = 15$ % n câble = 3			1. Mise en tension est à 100 % 2. Les pertes considérées sont de 25 % $f_{c28} = 35.00$ MPa $f_{t28} = 2.70$ MPa $\sigma_{bt2} = -2.70$ MPa $\sigma_{bt1} = -4.05$ MPa $\sigma_{bcj} = 21.00$ MPa $\Delta P = 25$ % n câble = 3		

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

Tableau IV.5 : Résultats de vérifications des contraintes.

Formules de calcul	$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} ; \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$					
Phases	e(m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.85	3.73	3.62	6.12	2.7	C.V
Phase 2	0.85	3.73	7.23	3.35	15.69	C.V
Phase 3	1.21	3.598	6.83	2.48	11.12	C.V
Phase 4	1.21	9.84	6.03	6.99	-0.29	C.V

Interprétation :

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

IV.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

IV.4.1 Principe

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

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

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.

IV.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 2ème degré :

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

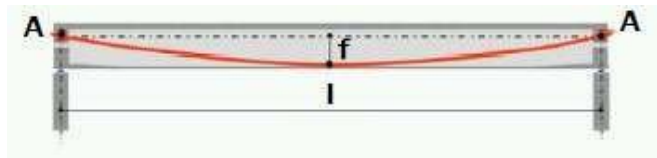


Figure IV.2 : Géométrie des câbles.

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

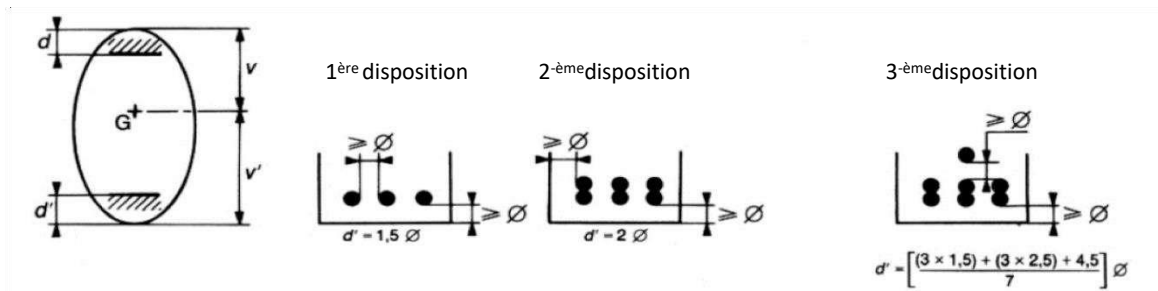


Figure IV.3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

CHAPITRE IV. LA PRECONTRAINTE

- 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 $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$; $X = 35\text{ cm}$.

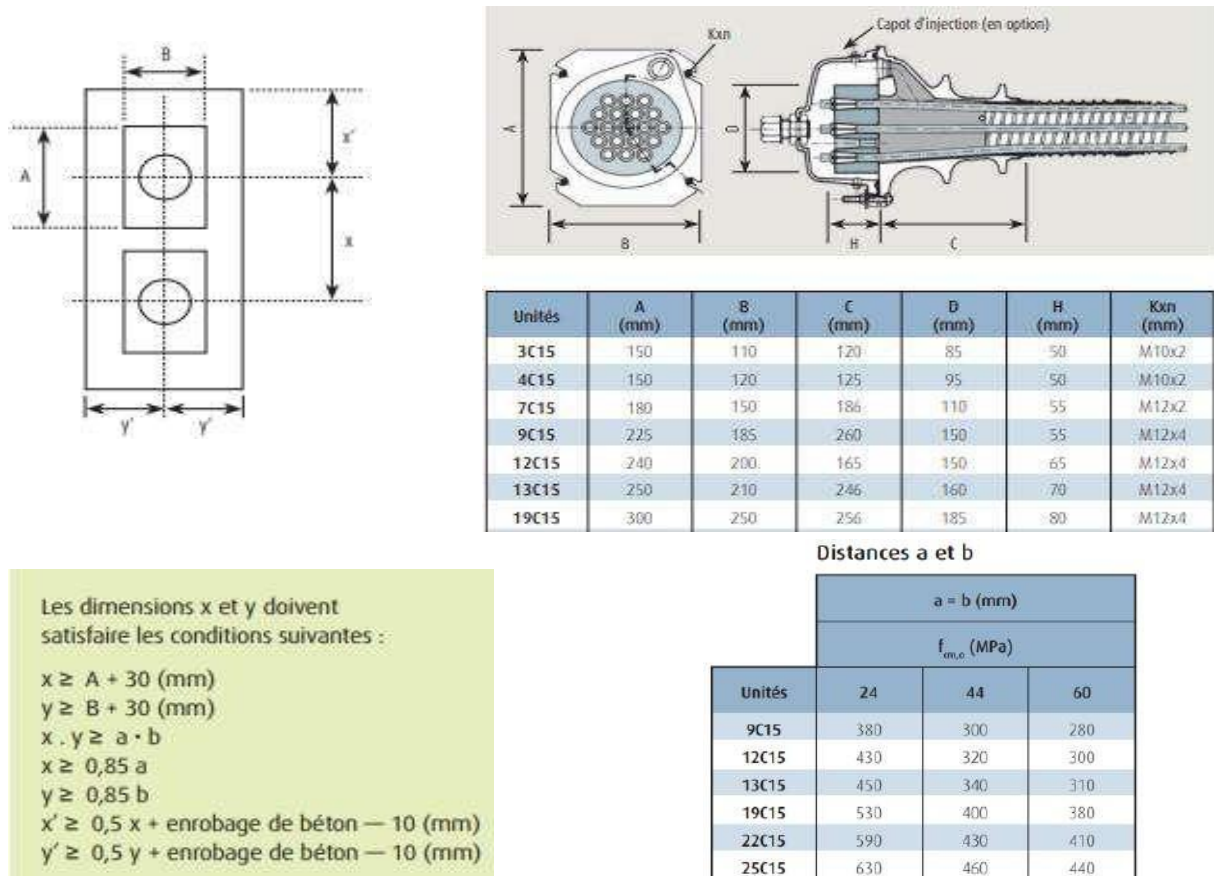


Figure IV.4 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

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

Tableau IV.6 : Tracé des câbles.

Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
Cable 1	0.85		0.12	
Cable 2	1.2		0.20	
Cable 3	1.55		0.36	
Nlit	1.00		1.00	

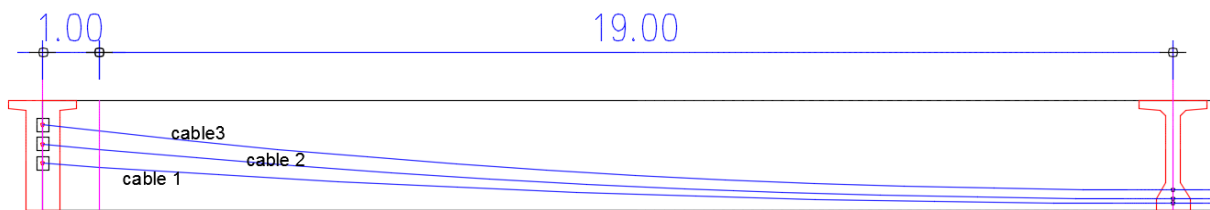


Figure IV.5 : Trajectoire des câbles.

- Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir de l’ancrage.
- L’angle de déviation β sur une longueur 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 :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

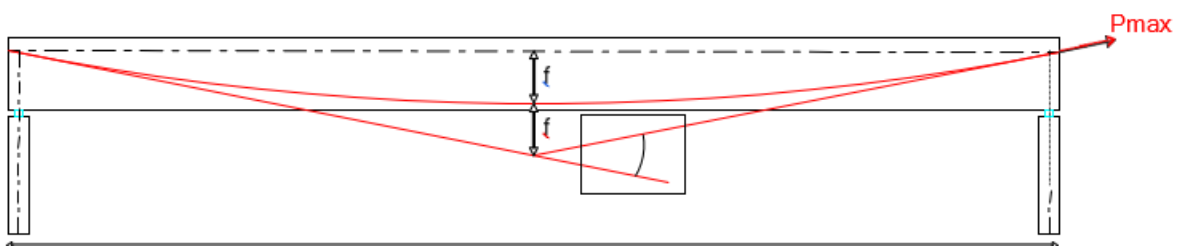


Figure IV.6 : L’angle de déviation des câbles.

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

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

Avec :

\bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :
 $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times (0.8h_{poutre})$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service :
 $\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)}$

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 :

$$B_n = B_{Brute} - B_{Gaine}$$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis :

$$b_n = b_0 - n\varphi$$

n : nombre de gaines par lit ;

b_0 : largeur brute ;

B_{Gaine} : surface de la gaine ;

$\varphi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7 : Caractéristiques du tracé des câbles.

<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">$b_n =$</td><td style="padding: 2px;">0.52</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$B_n =$</td><td style="padding: 2px;">1.71</td><td style="padding: 2px;">m²</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$P =$</td><td style="padding: 2px;">6.03</td><td style="padding: 2px;">MN</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$\sigma_x =$</td><td style="padding: 2px;">3.53</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$\bar{\tau} =$</td><td style="padding: 2px;">2.59</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$\bar{V} =$</td><td style="padding: 2px;">2.43</td><td style="padding: 2px;">MPa</td></tr> </table>	$b_n =$	0.52	m	$B_n =$	1.71	m ²	$P =$	6.03	MN	$\sigma_x =$	3.53	MPa	$\bar{\tau} =$	2.59	MPa	$\bar{V} =$	2.43	MPa	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">$L_{\text{câble}} =$</td><td style="padding: 2px;">40</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$L_{\text{rel}} =$</td><td style="padding: 2px;">1</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> <tr><td style="padding: 2px;">$l_{pb} =$</td><td style="padding: 2px;">38</td><td style="padding: 2px;">m</td></tr> </table>	$L_{\text{câble}} =$	40	m	$L_{\text{rel}} =$	1	m	$l_{pb} =$	38	m	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">$-12.18 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.23$</td></tr> </table>	$-12.18 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.23$																	
$b_n =$	0.52	m																																													
$B_n =$	1.71	m ²																																													
$P =$	6.03	MN																																													
$\sigma_x =$	3.53	MPa																																													
$\bar{\tau} =$	2.59	MPa																																													
$\bar{V} =$	2.43	MPa																																													
$L_{\text{câble}} =$	40	m																																													
$L_{\text{rel}} =$	1	m																																													
$l_{pb} =$	38	m																																													
$-12.18 \leq \alpha (^{\circ}) \leq 32.23$																																															
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px;">$\alpha_{C1} =$</td><td style="padding: 2px;">4.08</td><td style="padding: 2px;">$\alpha_{C2} =$</td><td style="padding: 2px;">5.58</td><td style="padding: 2px;">$\alpha_{C3} =$</td><td style="padding: 2px;">6.64</td><td style="padding: 2px;">(°)</td></tr> </table>			$\alpha_{C1} =$	4.08	$\alpha_{C2} =$	5.58	$\alpha_{C3} =$	6.64	(°)																																						
$\alpha_{C1} =$	4.08	$\alpha_{C2} =$	5.58	$\alpha_{C3} =$	6.64	(°)																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">N° câble</th> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">l (m)</th> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">$\alpha_{rel} (^{\circ})$</th> <th colspan="3" style="padding: 2px;">Yi (m)</th> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">f (m)</th> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">R (m)</th> <th rowspan="2" style="padding: 2px;">$\beta(l)$ rad</th> </tr> <tr> <th style="padding: 2px;">x=0</th> <th style="padding: 2px;">x=1</th> <th style="padding: 2px;">x=20</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;">C1</td> <td style="padding: 2px;">38</td> <td style="padding: 2px;">4.08</td> <td style="padding: 2px;">0.85</td> <td style="padding: 2px;">0.78</td> <td style="padding: 2px;">0.12</td> <td style="padding: 2px;">0.66</td> <td style="padding: 2px;">274.04</td> <td style="padding: 2px;">0.069</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">C2</td> <td style="padding: 2px;">38</td> <td style="padding: 2px;">5.58</td> <td style="padding: 2px;">1.2</td> <td style="padding: 2px;">1.10</td> <td style="padding: 2px;">0.20</td> <td style="padding: 2px;">0.90</td> <td style="padding: 2px;">200.04</td> <td style="padding: 2px;">0.095</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">C3</td> <td style="padding: 2px;">38</td> <td style="padding: 2px;">6.64</td> <td style="padding: 2px;">1.55</td> <td style="padding: 2px;">1.43</td> <td style="padding: 2px;">0.36</td> <td style="padding: 2px;">1.07</td> <td style="padding: 2px;">168.13</td> <td style="padding: 2px;">0.113</td> </tr> </tbody> </table>									N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad	x=0	x=1	x=20	C1	38	4.08	0.85	0.78	0.12	0.66	274.04	0.069	C2	38	5.58	1.2	1.10	0.20	0.90	200.04	0.095	C3	38	6.64	1.55	1.43	0.36	1.07	168.13	0.113
N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad																																							
			x=0	x=1	x=20																																										
C1	38	4.08	0.85	0.78	0.12	0.66	274.04	0.069																																							
C2	38	5.58	1.2	1.10	0.20	0.90	200.04	0.095																																							
C3	38	6.64	1.55	1.43	0.36	1.07	168.13	0.113																																							

IV.5 CALCUL DES PERTES

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

IV.5.1 Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- 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 : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

IV.5.1.1 Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines 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 :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}). β arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

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

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

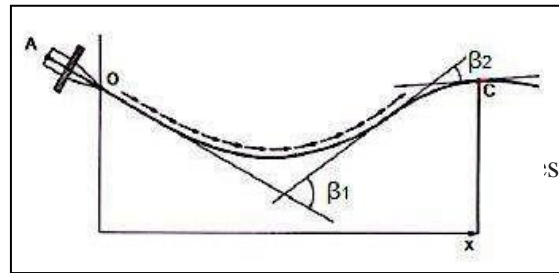


Figure IV.7 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$\varphi = 0.002$ (m^{-1}) $f = 0.18$ $\sigma_{p0} = 1416$ MPa

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

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	20	0.069	0.052	76.08	81.93	5.51%
C2	20	0.095	0.057	82.58		
C3	20	0.113	0.060	87.13		

IV.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'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 notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

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

Avec :

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

l : longueur de la moitié de la poutre.

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

β
 k : constante : $k = f \times \beta + \varphi$

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

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

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	$\Delta\sigma_p(l/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(0)$ (MPa)
C1	20	0.0026	17.09	0	133.43
C2	20	0.0029	16.38	0	139.18
C3	20	0.0030	15.94	0	143.08

IV.5.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû 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 :

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

Avec :

σ_{bi} : contrainte parabole du béton,

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

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

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

M_p	3.73 MN.m	σ_{bi}	15.38 MPa
E_{ij}	35 981.73 MPa	σ_e	40.60 MPa
n câble	3	σ_e	2.73 %
e	0.85 m		
B	0.80 m ²		
I_G	0.39 m ⁴		

IV.5.2 PERTES DE TENSION DIFFEREES

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles

proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- 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 $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_d(x)$.

IV.5.2.1 Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. 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 :

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

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

IV.5.2.2 Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

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

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte

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

Tableau IV.11 : Valeurs des Pertes par fluage.

Coefficient	Valeur
M_p (MN)	6.81
e_(p+D) (m)	1.22
P(MN)	7.37
I_{nette} (m⁴)	0.67
B_n (m²)	1.2
V'n (m)	1.45
σ_b (MPa)	10.17
Δσ_{fl} (MPa)	134.32
Δσ_{fl} (%)	9.03

IV.5.2.3 Perte par relaxation

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

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

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

ρ₁₀₀₀ (%) : Relaxation garantie à 1 000 h.

μ₀ : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Valeurs des pertes par relaxation.

Δσ_p =	62.29	MPa
Δσ_p =	4.19	%

IV.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 :

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

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

Tableau IV.13 : Valeurs des pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	122.53	8.23
$\Delta\sigma_{Diff}$	224.23	15.07
$\Delta\sigma_{\infty} =$	346.76	23.30

IV.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Notre but dans cette partie est de 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.

IV.6.1 Les sections de vérifications

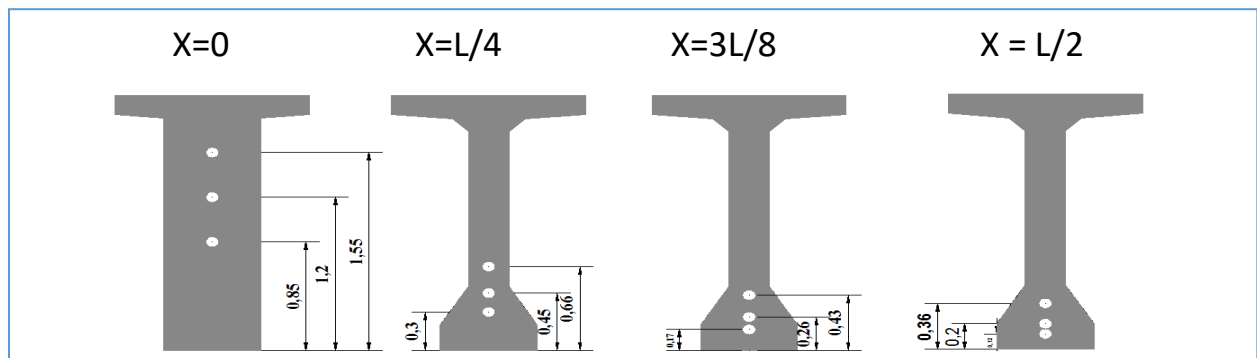


Figure IV.8 : Les sections de vérification.

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) pour la vérification des contraintes tangentielles.

IV.6.2 Limitation des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau IV.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
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	= -2.70 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

IV.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 IV.15 : Caractéristiques nettes des sections.

	X=0		X = L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle
H (m)	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25
B_{nette} (m²)	1.28	1.70	0.78	1.20	0.78	1.20	0.78	1.20
v_n (m)	0.93	0.92	0.92	0.81	0.91	0.80	0.91	0.8
v'_n (m)	0.03	1.33	0.08	1.44	0.09	1.45	0.09	1.45
I_{nG} (m⁴)	0.47	0.83	0.38	0.68	0.37	0.68	0.38	0.67
ρ (%)	36.90	39.90	49.06	48.58	47.80	48.85	49.10	48.19

IV.6.4 Justification 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 :

P1 = 1.02 P0 – 0.8 ΔP

P2 = 0.98 P0 – 1.2 ΔP ; P0 = 2.68 MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

	N câble	% Mt	ΔP %	P1 (MPa)	P2 (MPa)	d x=0 (m)	d L/4 (m)	d 3L/8 (m)	d x=L/2 (m)
Phase 1	3	50	4.12	3.97	3.74	1.2	0.47	0.29	0.23
Phase 2	3	100	8.23	7.67	7.08	1.2	0.47	0.29	0.23
Phase 3	3	100	12	7.42	6.72	1.2	0.47	0.29	0.23
Phase 4	3	100	23.30	6.70	5.63	1.2	0.47	0.29	0.23

IV.6.4.1 Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l’ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante : $\overline{\sigma}_{bt} \leq \overline{\sigma}_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} - \frac{M+}{I_n} \frac{p \times e_0}{y}$$

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 IV.17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0	X=L/8	X=3L/4	X=L/2
e (m)		-0.13	0.61	0.80	0.86	-0.13	0.61	0.8	0.86
MEls		0.00	2.75	3.48	3.73	0	2.75	3.48	3.73
P1 (MN)		3.97	3.97	3.97	3.97	7.67	7.67	7.67	7.67
P2 (MN)		3.74	3.74	3.74	3.74	7.08	7.08	7.08	7.08
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	4.12	5.84	5.84	5.83	7.96	5.10	3.28	2.93
	σ _{inf}	1.92	4.19	7.04	4.19	3.72	15.42	17.63	18.07
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	3.88	5.89	6.00	6.01	7.35	5.22	3.69	3.39
	σ _{inf}	1.81	3.50	6.21	3.34	3.44	13.64	15.50	15.87

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

		Phase 3				Phase 4			
		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.13	0.97	1.16	1.23	0.13	0.97	0.16	1.23
MEls		0.00	3.81	4.83	5.18	0	6.86	8.55	9.84
P1 (MN)		7.42	7.42	7.42	7.42	6.70	6.70	6.70	6.70
P2 (MN)		6.72	6.72	6.72	6.72	6.63	6.63	6.63	6.63
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	3.30	2.14	1.71	1.52	2.97	6.01	6.48	7.53
	σ _{inf}	5.91	13.38	14.29	14.68	5.34	4.82	3.96	2.04
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	2.98	4.92	5.28	1.96	5.19	5.89	9.30	8.20
	σ _{inf}	5.35	11.33	11.95	12.21	4.48	1.73	0.41	-1.69

IV.6.4.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés 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 :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{ij} [f_{ij} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6.f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

si $\sigma_x < 0.4f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_2$

τ : contrainte tangentielle.

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \quad \text{avec :}$$

$$p = \sum P_i \cos(\alpha_i)$$

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Effort de précontrainte

		α (°)	P cos α	P sin α
P1	2.05	4.08	2.05	0,15
P2	2.05	5.58	2.04	0,20
P3	2.05	6.64	2.04	0,24
Somme			6.13	0.58

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

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(Y)}{I_n - b_n} \quad \text{avec} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

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 sectionsitué au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prendcelle 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 IV.20 : Contrainte tangentielle

B_n (m²)	σ_x (MPa)	τ₁(MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n(m³)	I_n (m⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
1.70	3.61	2.35	1.16	0.57	0.63	0.83	0.52	0.83

On constate que :

$$\tau = 0.83 \text{ MPa} \leq 2.35 \text{ MPa}$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

IV.6.4.3 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).

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{ti}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

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 :

Application numérique :

$$A_s = \frac{0.18}{1000} + \left(\frac{0.13}{500} \times \frac{2.7}{1.69} \right)$$

A_s = 5.99 cm² /m ;on prend : 4HA 14

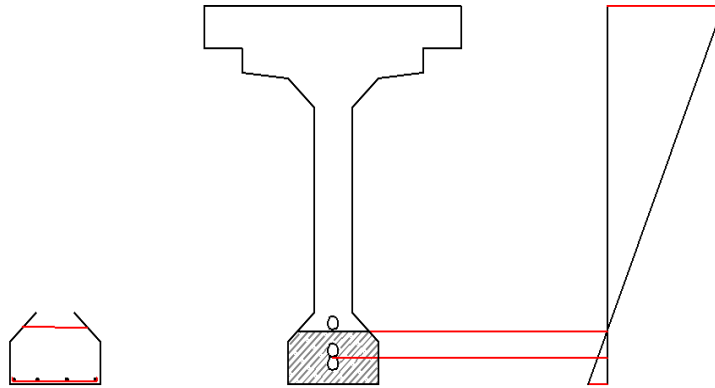


Figure IV.9 : Ferrailage de la zone tendu et diagramme des contraintes à mi travée.

IV.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 : $\text{tg}2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$,

a $\text{vec}\beta_u \geq 3$ 0

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G.

$\sigma_x = P/B_n$;

τ_u : Contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_u - V_{red} - S_n(Y)}{I_n - b_n}$

Tableau IV.21 : Détermination l'angle β_u .

$V_{ult} =$	1.55	MPa	$B_n =$	1.71	m ²
$V_{red} =$	0.97	MPa	$\sigma_x =$	3.61	MPa
$S_n =$	0.63	m ³	$\tau_u =$	1.40	MPa
$I_n =$	0.83	m ⁴	$\beta_u =$	18.94	°
$b_n =$	0.52	m	On prend : $\beta_u = 30^\circ$		
$F_{t28} =$	2.70	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.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6.67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimum a disposé : $\frac{A_t}{S_t} > 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$

Application numérique:

$$\frac{A_t}{S_t} = 3.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12.5 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

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

$$\tau_u \leq f_c 28/6 = 5.83 \text{ MPa} \text{ ce qui est vérifié.}$$

IV.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

On entame le chapitre suivant pour faire une étude sur notre tablier (hourdis, équipement...ets)

Chapitre V

ETUDE DU TABLIER

V.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va entamer le ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif.

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 reprend ces efforts .**
- **Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.**

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

V.2.GEOMETRIE DE L'HOUDIS

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- **L'épaisseur : 25 cm .**
- **Largeur : 11.34 m**
- **Longueur : le long de l'ouvrage.**

V.2.1. Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel **ROBOT 2016**, par contre pour déterminer la section de ferrailage on utilise **Robot Expert 2010**.

V.2.2. Evaluation des efforts

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges appliqués sur la dalle sont les mêmes actions définies en (**chapitreIII**) (poids propre, poids des équipements, (A(1), Bc, Bt, Mc120,D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Nous ne 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).

- M_{max} ELS (G +1.2 BT2V)



Figure V.1 : Moment max à l'ELS – Dalle

- M_{max} ELU (1.35G +1.6 BT2V)

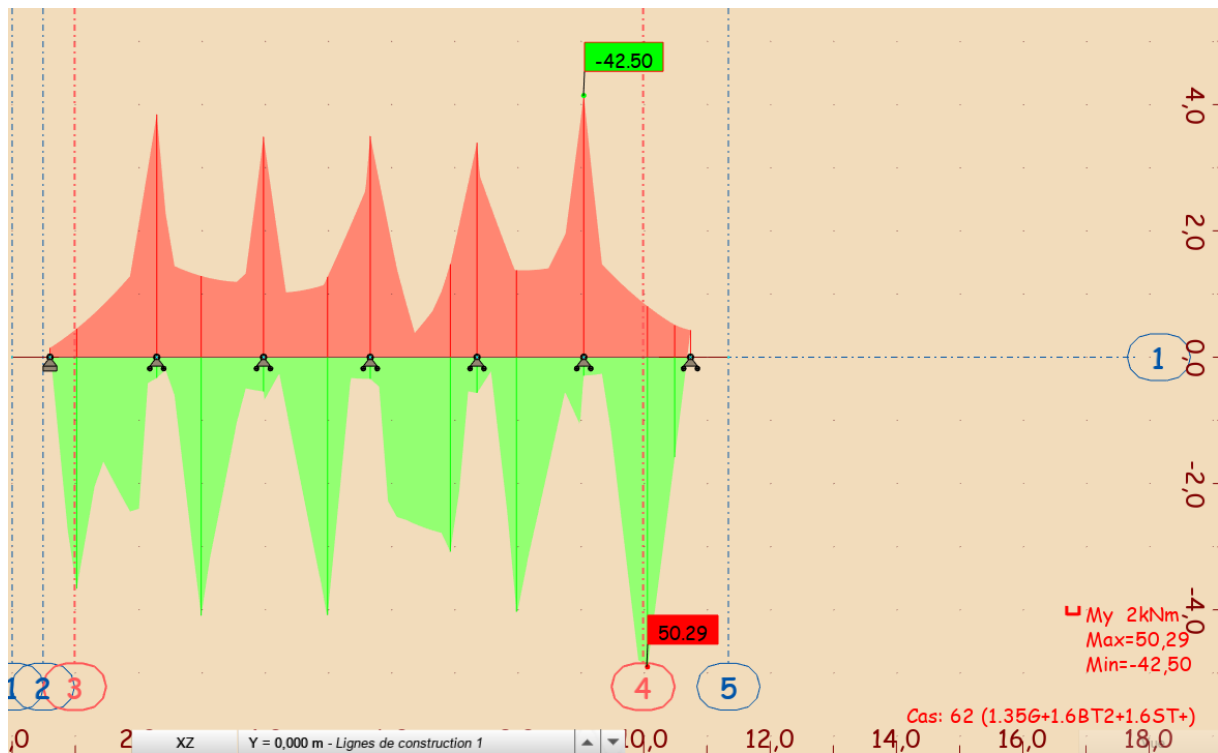


Figure V.2 : Moment max à l'ELU – Dalle

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Les moments max à L'ELS sont :

- **Fibre supérieure : $M_{ELS} = 31.89$ KN.m**
- **Fibre inférieure : $M_{ELS} = 37.75$ KN.m**

Les moments max à L'ELU sont :

- **Fibre supérieure : $M_{ELU} = 42.50$ KN.m**
- **Fibre inférieure : $M_{ELU} = 50.29$ KN.m**

V.2.3. Ferrailage de la dalle

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

V.2.3.1. Ferrailage nappe supérieur (sur appuis)

- **Armature transversale**

$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Voir Annexe C}$$

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 7,7 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20

- **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 avec un espacement de 20 cm.

Enrobage minimal $C = 3\text{cm}$

V.2.3.2. Ferrailage nappe inférieure (mi-travée)

- **Armature transversale**

$$A_s = 9.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Voir Annexe C}$$

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 9.2 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s ; on opte pour 6 HA12 avec un espacement de 20 cm.

Enrobage minimal $C = 3\text{cm}$

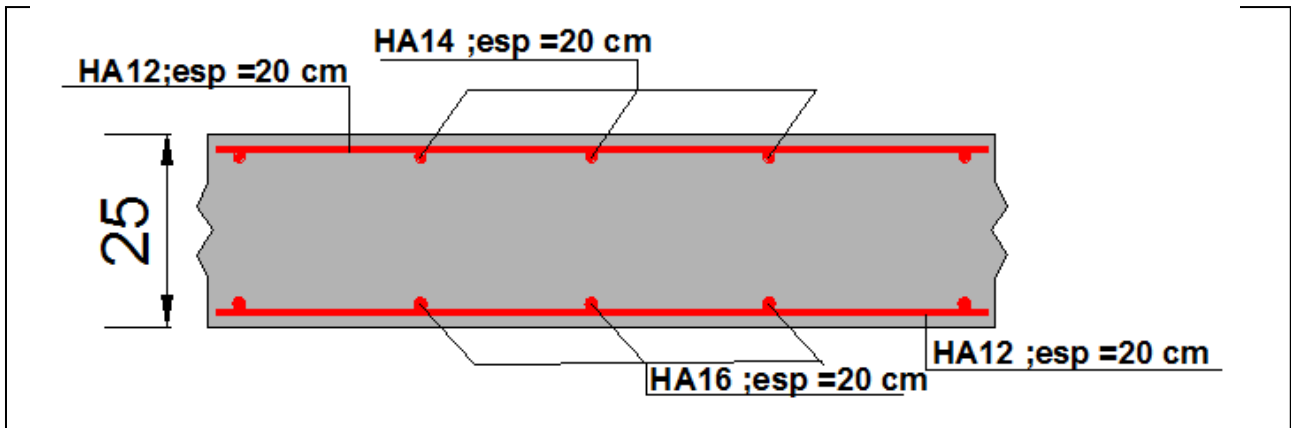


Figure V.3 : Ferrailage de la dalle

V.3.FLECHE ET CONTRE FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

V.3.1. Flèche due aux poids propre :

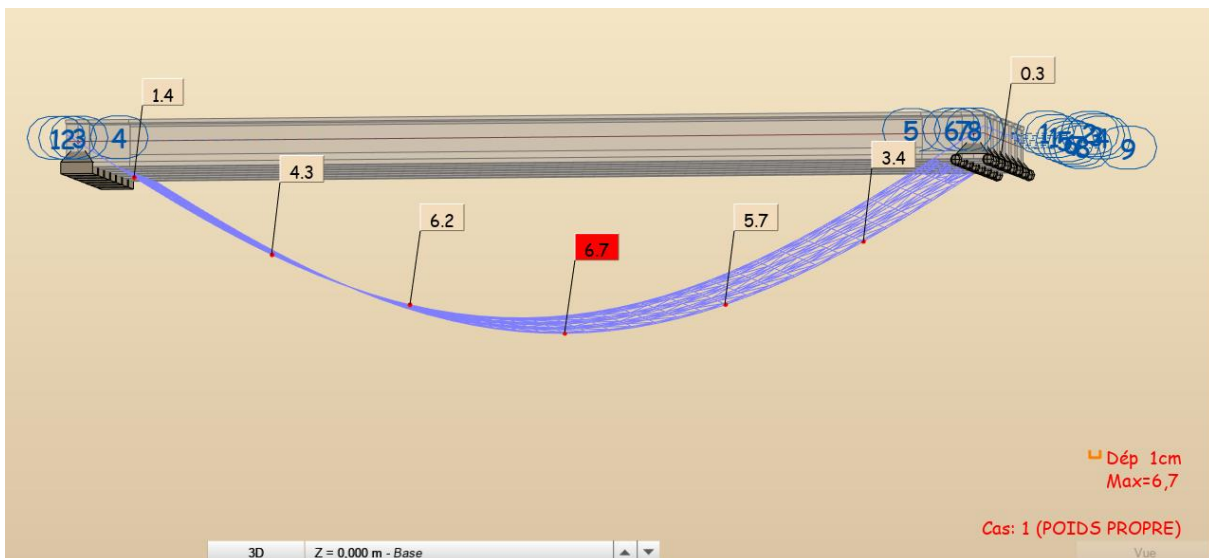


Figure V.4 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 6.7 cm.

$$fg = 6.7 \text{ cm}$$

V.3.2. Contre flèche de précontrainte

Données de calcul

- $P_{\text{Câble moy}} = 7.67 \text{ MN}$ (mise en tension a 100 %)
- $e_0 = -13.0 \text{ cm}$
- $e_1 = 86 \text{ cm}$

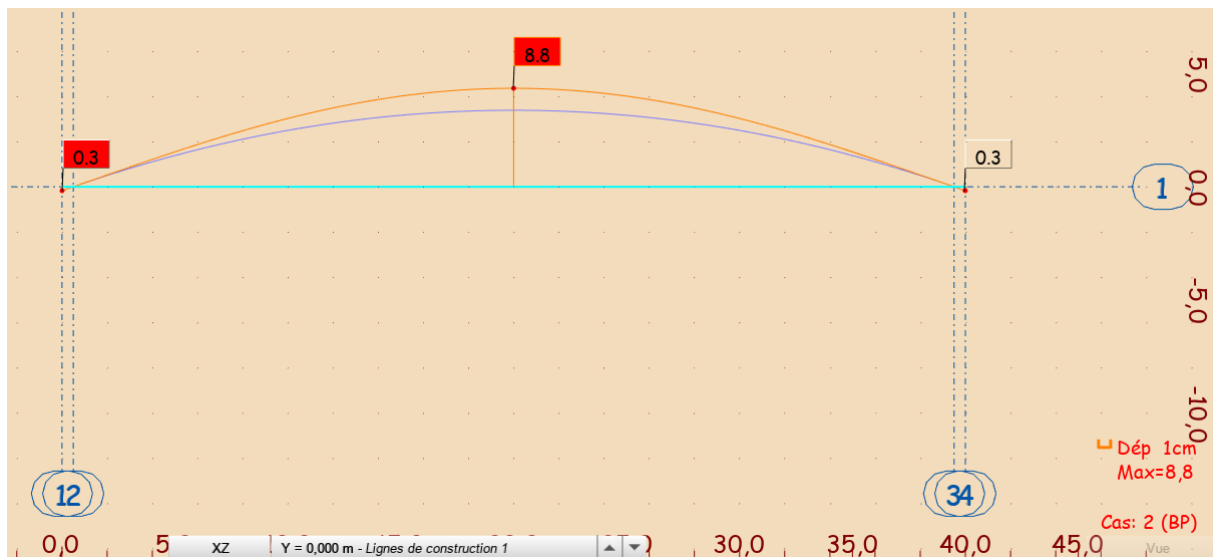


Figure V.5 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à 8.8 cm.

$$f_p = -8.8 \text{ cm}$$

V.3.3. Flèche due à la construction :

Elle est dirigée vers le haut, dont la formule est donnée par :

$$f_e = \frac{3}{4} (|f_p| - f_g) = f_e = \frac{3}{4} (|-8,8| - 6,7) = 1,58 \text{ cm}$$

V.3.4. Flèche maximale à l'ELS :

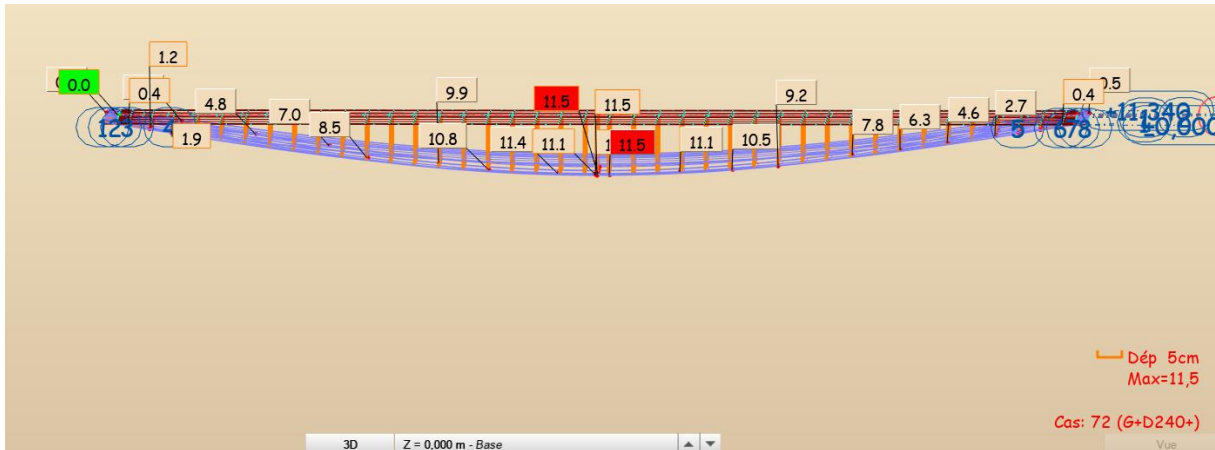


Figure V.6 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 11,5 cm

$$f_{ELS} = 11.5 \text{ cm}$$

V.3.5. Flèche totale

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $F = F_P + F_G = -2.1 \text{ cm}$
- En service sous charges de service : $F = F_P + F_G + F_S = 9.4 \text{ cm}$
- La flèche admissible est définie par :

$$F_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$F_{adm} = 0.134\text{m} = 13.4\text{cm}.$$

La flèche calculée due au poids propre, précontrainte et aux surcharges : $F = 9.4 \text{ cm}$

La flèche admissible ($L/300 = 13.4\text{cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (9.4 cm)

Donc la condition est vérifiée.

V.4. ARMATURE PASSIF TRANSVERSAL DES POUTRE

V.4.1. Armature de peau

La section des armatures des peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de largeur de parement, Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

V.4.2. Ferrailage minimal

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile dû à l'effort tranchant, cette condition s'écrit

comme suit :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

Si on pose les armatures de peau comme ferrailage minimal $A_t = 4.6 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée pour un espacement ($S_t = 30 \text{ cm}$) dans toutes section de la poutre.

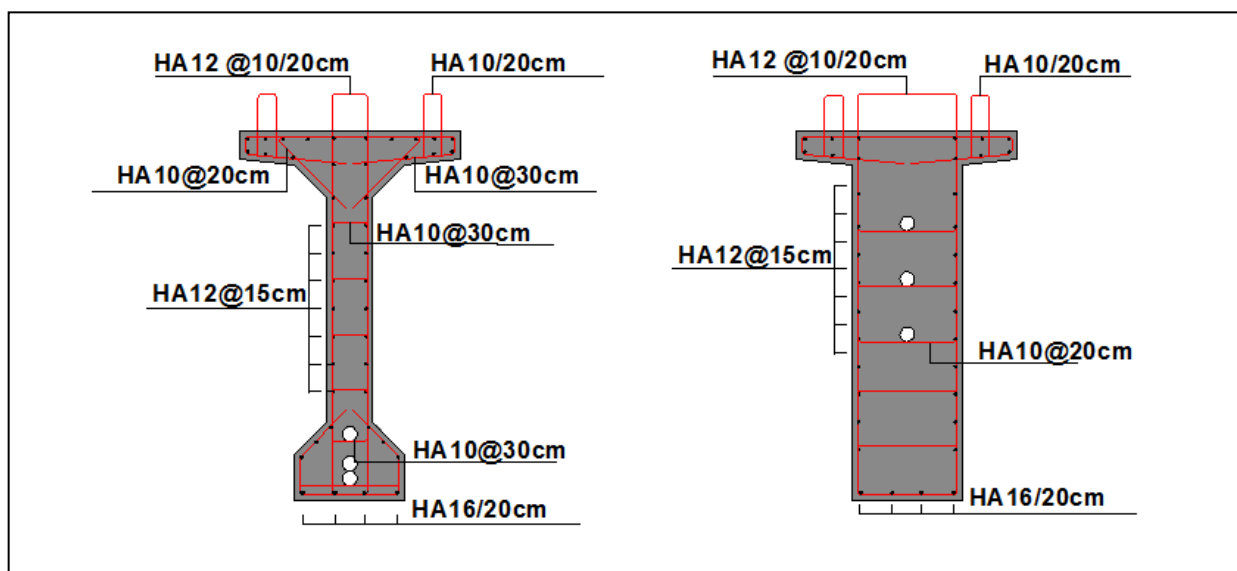


Figure V.7 : Ferrailage de la poutre

V.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a déterminé le ferrailage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale et le ferrailage de la poutre. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et l'infrastructure et les vérifications à effectuer.

Chapitre VI

**ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU
PONT**

VI.1 INTRODUCTION

Les équipements d'un ouvrage d'art sont divers aussi bien du point de vue de leur nature que de leur conception et de leur fonctionnement. Leur conception est importante car leur rôle est de rendre le tablier du pont apte vis-à-vis des usagers. Leur calcul est tout aussi important, en effet les charges qu'ils apportent ne sont pas négligeables. On peut citer comme équipement : étanchéité et couche de revêtement, joints de chaussée, dispositifs de retenue, corniches, appareils d'appui, dalle de transition, évacuation des eaux ...

Un certain nombre d'équipement ayant déjà été traité (chapitre charges et surcharges), nous ne traiterons dans ce qui suit que les équipements conditionnant le bon fonctionnement et la durabilité de la structure, notamment les appareils d'appui, les dés d'appui et les joints de chaussée.

VI.2 LES APPAREILS D'APPUIS

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuel mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc. . .). Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement de dispositifs appelés appareils d'appuis qui sont mis en place entre la structure et les appuis.

Ce sont donc des dispositifs de liaison entre l'appui et le tablier du pont. Leurs rôles est :

- Transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation,
- Transmettre en tout ou en partie, les efforts horizontaux dus aux effets de modifications de longueur du tablier (effets thermiques, retrait, fluage) ou aux effets introduits par les charges d'exploitation (freinage, force centrifuge) ou encore aux effets introduits par les charges accidentelles (séisme).
- Permettre les rotations du tablier sous charges d'exploitation ou à la suite des déformations différées de la structure.
- D'accepter, au moins dans une certaine limite, les mouvements différés des appuis

VI.2.1 Choix du type d'appareil d'appui pour notre ouvrage

Pour les ouvrages en béton les appareils d'appuis en élastomère fretté sont les plus utilisés, leurs intérêt réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts sollicitant (reprennent élastiquement les charges et les rotations) ainsi que dans leur cout relativement modéré.

On opte pour un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3.

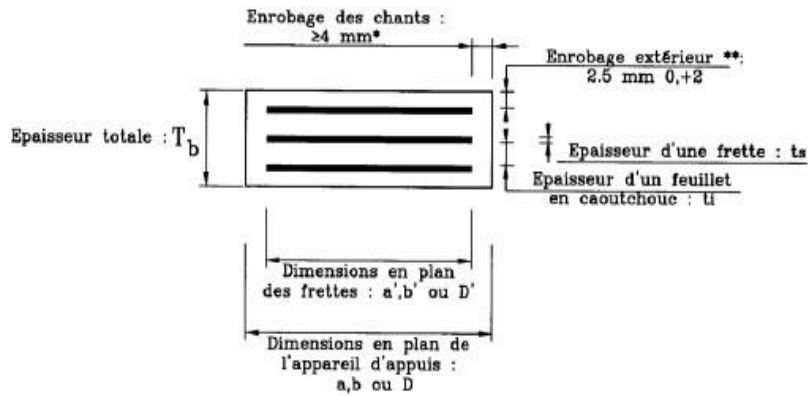


Figure VI-1 : Constitution d'un appareil d'appui de type B

VI.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

➤ Aire de 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.

Avec : $R_{max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$

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

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

R_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU (**R_{max} = 1.55 MN**).

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

D'où : $a \times b \geq 775 \text{ cm}^2$

On prendra : **a = 350 mm** et **b = 450 mm**

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

En respectant la condition de non flambement :

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

$$\rightarrow 35 \leq T \leq 70 \text{ mm}$$

➤ Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases} \quad \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1})$$

Avec : $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{axb} = 9,84 \text{ MPA}$

$$\beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)} = 10,94$$

G = 0.90 MPA (cas statique).

ts = 1.34 mm

ti : Feuilles d'élastomère

ts : Frettes métalliques

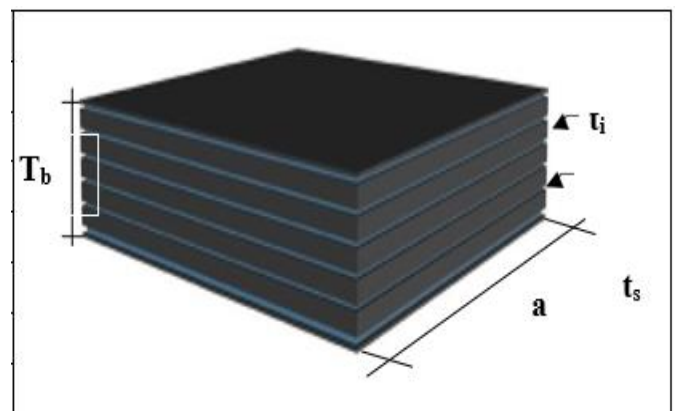
T : épaisseur totale de l'élastomère

n : nombre de feuilles élémentaires

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

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

Dimensions	Valeurs (mm)
a	350
b	450
ti	10
ts	3
Enrobage des chants	4
Enrobage extérieur	2,5
T_b	73
T	55



VI.3 ETUDE SISMIQUE

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

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

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2 (site ferme)**, selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une **zone sismique IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : **A = 0.2**.

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.

VI.3.1 La méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et cheville), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier : **MT** ($M_T = G$).

G : le poids propre total du tablier.

Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i).$$

$$\rightarrow M_P = 7079.76 \text{ KN}$$

$$M_T = G$$

$$\rightarrow M_T = 90277.35 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0.43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Angle de biais :**

\rightarrow Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais)

- **Courbure de pont :**

(Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage étant un pont droit (non courbe), donc il n'y a pas de condition à vérifier concernant la courbure.

\rightarrow Condition Vérifiée

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. \rightarrow Condition Vérifiée.

Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

Donc la méthode monomodale est applicable dans notre cas.

VI.3.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a (T)$$

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 9027.73 \text{ t}$.

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

➤ **Détermination de la raideur longitudinale de la structure :**

$$k_{\text{Pile}} = n \frac{3EI}{h^3} \quad k_{A - \text{App}} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad k_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{appareils}}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{Fondation}}}}$$

Application Numérique :

$a = 350 \text{ mm}$; $b = 450 \text{ mm}$; $T = 55 \text{ mm}$; $n = 14$; $E = 33\,000 \text{ MPA}$

$$\rightarrow k_{A - \text{App}} = G \times a \times b = 3.44 \text{ MN/m}$$

Tableau VI.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Piles & Culées	H_{moy} (m)	$K_{\text{Appareils d'appuis}}$ (MN/m)	I (m ⁴)	$N_{a - \text{appuis}}$	k_{long} (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1/C2	/	3,44	/	7	/	24,05
P1	8,98	3,44	0,25	14	101,87	32,68
P2	9,73	3,44	0,25	14	80,08	30,05
P3	9,43	3,44	0,25	14	87,97	31,10
P4	9	3,44	0,25	14	101,19	32,61
P5	8,26	3,44	0,25	14	130,90	35,18
P6	9,23	3,44	0,25	14	93,81	31,80
P7	10,66	3,44	0,25	14	60,90	26,88
P8	13,03	3,44	0,25	14	33,35	19,69

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{long} = \sum K_{appui-i} = 288.10 \text{ MN/m}$$

➤ Détermination des actions longitudinales :

$$S_a = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \cdot (1 + (T/T_1) \cdot (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (3T_2/T^2) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec $A = 0.2$; $S = 1.1$;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. $(T_1, T_2) = f(S_3) \rightarrow (T_1, T_2) = (0.15 ; 0.4)$

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (**béton armé**)

η : Facteur de correction de l'amortissement : $\eta = 1$.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut $T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 1,22 \text{ s}$

On a : $T_2 = 0,4 < T = 1,11 \text{ s} < 3 \text{ s}$ donc : S_a est donnée par la 3eme équation :

$$S_a = 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T) = 1,94 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow F_{long} = 17517,51 \text{ KN}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F \quad d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

$$d_{long} = 0,061 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
FL(KN)	1462.60	1986.90	1827.40	1891.00	1982.60	2139.00	1933.60	1634.20	1197.50
dL(m)	0.0	0.020	0.023	0.021	0.020	0.016	0.021	0,027	0,036

VI.3.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_T = M_T \times S_a(T) \text{ où } M_T = 9027.73 \text{ t.}$$

➤ **Détermination de la raideur transversale de la structure :**

Tableau VI.4 : Raideurs dynamiques transversale des appuis.

Piles & Culées	H _{moy} (m)	KAppareils d'appuis (MN/m)	I (m ⁴)	k _{trans} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)
C1/C2	/	3,44	/	/	7	24,05
P1	8,98	3,44	213,93	29246,77	14	48,03
P2	9,73	3,44	213,93	22991,56	14	48,01
P3	9,43	3,44	213,93	25256,42	14	48,02
P4	9	3,44	213,93	29052,22	14	48,03
P5	8,26	3,44	213,93	37580,86	14	48,05
P6	9,23	3,44	213,93	26934,06	14	48,02
P7	10,66	3,44	213,93	17483,78	14	47,98
P8	13,03	3,44	213,93	9573,56	14	47,87

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{trans} = \sum K_{appuis-i} = 432.11 \text{ MN/m}$$

Application Numérique :

T = 0.91 s

T2 < T < 3.00 s → Sa = 2.5 * A * η * S * g * (T2/T) → Sa = 2.38 m/s².

→ F_{trans} = 21453,55 KN

Cette force verticale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F \qquad d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

$$d_{\text{trans}} = 0,050 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
FL(KN)	1194.30	2384.60	2383.50	2384.00	2384.60	2385.50	2384.30	2382.00	2376.60
dL(m)	0.0000	0.00008	0.00010	0.00090	0.00008	0.00006	0.00009	0.00014	0.00025

VI.3.1.3 Séisme vertical

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 (comme dans notre cas).

VI.3.2 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 et de l'axe vertical Z :

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

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

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

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VI.3.2.1 Combinaisons des efforts

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.6 : Evaluation des efforts du tablier du au séisme.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1462,61	1.194,26	0	1.820,9	1.633,05	0,00
P1	1986,88	2.384,61	0	2.702,3	2.980,67	0,00
P2	1827,40	2.383,54	0	2.542,5	2.931,76	0,00
P3	1891,04	2.383,99	0	2.606,2	2.951,30	0,00
P4	1982,62	2.384,58	0	2.698,0	2.979,37	0,00
P5	2139,04	2.385,47	0	2.854,7	3.027,19	0,00
P6	1933,62	2.384,27	0	2.648,9	2.964,36	0,00

P7	1634,19	2.381,97	0	2.348,8	2.872,23	0,00
P8	1197,51	2.376,59	0	1.910,5	2.735,84	0,00
C2	1462,61	1.194,26	0	1.820,9	1.633,05	0,00

VI.3.3 Vérification des Appareils d'Appui : Selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VI.3.3.1 Résistance à la compression :

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

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b} \quad N = 1.55 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 9.84 \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

VI.3.3.2 Stabilité au flambement :

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

$$P_c = 4.G.B.S^2.d/h \quad S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$$

γ_s : le coefficient partiel 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.

hc : épaisseur totale du caoutchouc.

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application Numérique :

$$S = 9.84$$

$$P_c = 13.05 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1.55 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \times P_u = 4.65 \leq P_c = 13.05 \text{ MN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

VI.3.3.3 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 .

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

Avec :

$$p = Pu/Pc$$

$$\delta_0 = c/Tb$$

$$\delta = d/Tb$$

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 :

$$Tb = 73 \text{ mm}$$

$$p = 0.119 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 1.38$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flv}} + 0.4 dT = (0.061) + 0.0107 + 0.0048 \times 0.4 = 0.075 \text{ m}$$

$$\delta = 1.372 < \delta_c = 1.38 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

VI.3.3.4 Condition de non glissement :

On vérifie l'inégalité suivante : $H < f \times N$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$$

Application Numérique :

- Pile :

$$N = (Rg) / n_{\text{app}} = 0.75 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 4.75 \text{ MPa.}$$

D'où : $f = 0.10 + 0.6 / 4.75 = 0.23$

$$H = E1 + H_{\text{flv}} + 0.4 HT = 0.23 \text{ MN.}$$

$$0.23 > 0.23 \times 0.75 = 0.17 \text{ MPa} \rightarrow N \text{ est pas vérifiée}$$

- Culée :

$$N = (R_g) / n_{app} = 0.77 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 4.86 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 4.86 = 0.22$$

$$H = E1 + H_{flv} + 0.4 HT = 0.28 \text{ MN.}$$

$$0.28 > 0.22 \times 0.77 = 0.17 \text{ MPa} \rightarrow N \text{ est pas vérifiée}$$

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

VI.4 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommet d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VI.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis

➤ Dimension en plan

D'après le document SETRA les dimensions en plan du dé d'appui présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = 500 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 + 50 = 450 + 100 + 50 = 600 \text{ mm.}$$

➤ Hauteur du dé d'appui

La hauteur du dé d'appui présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 272.73 \text{ mm}$$

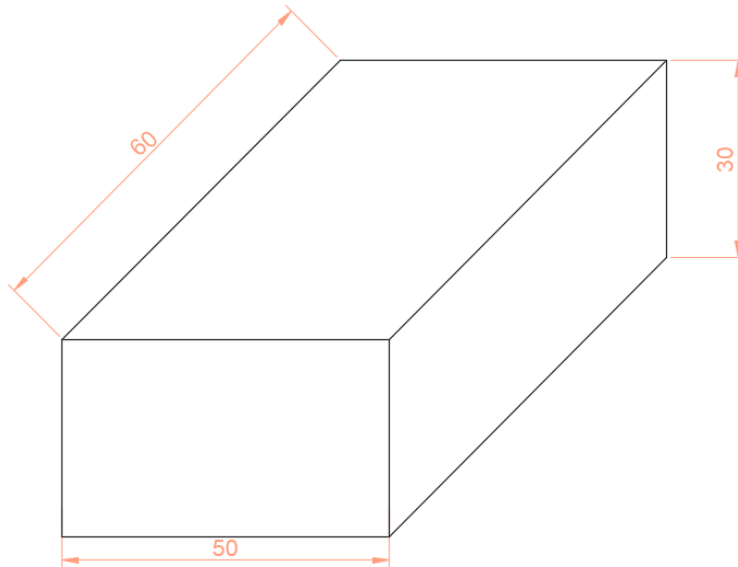


Figure VI.2 : Dimensions du dé d'appui.

VI.4.2 Ferrailage des 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.

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{max}$:

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1,55}{434,78} = 8,91 \text{ cm}^2$$

→ Soit **6HA14**

➤ 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.

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 1,55}{434,78} = 4,46 \text{ cm}^2$$

→ Soit **4 HA12**.

➤ Frette supérieure

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

$$A_d = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1,55}{434,78} = 1,43 \text{ cm}^2$$

→ Soit **2 HA10**.

➤ Frette inferieure

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

$$A_s = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 1,55}{434,78} = 3,57 \text{ cm}^2$$

→ Soit **4HA12**.

VI.4.3 Les plaques de fixation

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

VI.5 PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 60 cm.
- La section en plan est $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

VI.6 JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle, aussi il fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic.



Figure VI.3 : Joint de chaussée.

VI.6.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

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

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

Avec:

$$W_s = dsiesme\ long = 0,061\ m$$

$$\text{Le souffle thermique : } W_T = L \times \epsilon_T = 0,0048\ m$$

$$\text{Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : } W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r) = 0,0107\ m$$

Donc : $W = 0.032\ m = 3,2\ cm$

VI.6.2 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de presque 4 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau VI.7 : Modèles des joints Wd.

Type	Réservations								Fixations					
	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais → **Pont droit.**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60.**

VI.7 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

Chapitre VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

VII.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

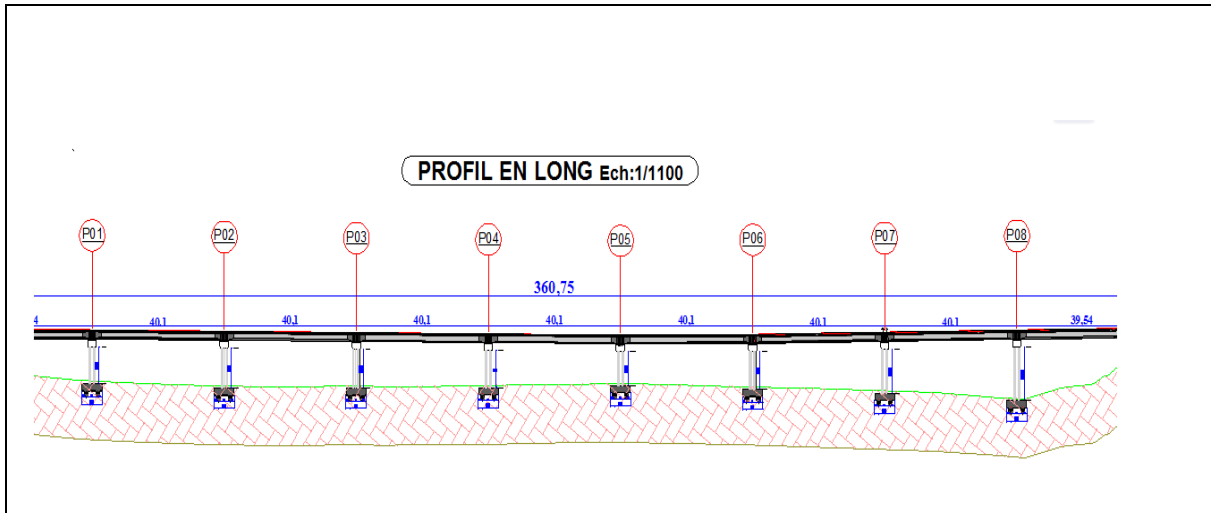
VII.2.1. Conception de la pile/documents SETRA

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau VII.1 : Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type de Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts(m)	H _{moy} fûts (m)	H _{moy} colonne (m)
P1	Profonde	3	1.5	8.98	10.63
P2	Profonde	3	1.5	9.73	11.38
P3	Profonde	3	1.5	9.43	11.08
P4	Profonde	3	1.5	9	10.65
P5	Profonde	3	1.5	8.26	9.91
P6	Profonde	3	1.5	9.23	10.88
P7	Profonde	3	1.5	10.66	12.31
P8	Profonde	3	1.5	13.03	14.68



VII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} < 70$$

L_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$L_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

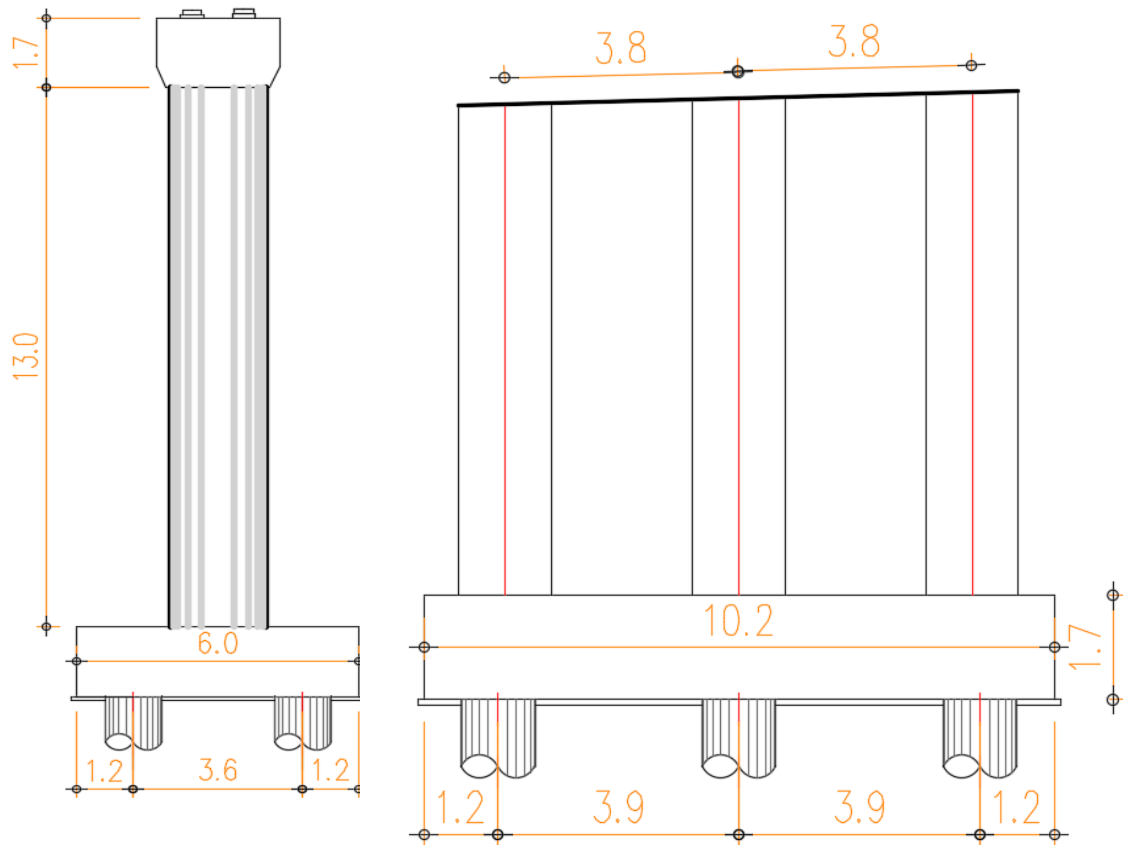
i : rayon de giration de la section $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversale)

et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinal).

Tableau VII.2 : Vérification du flambement des piles hautes.

Appuis	Pile 02	Pile 07	Pile 08
l_f (m)	6.81	7.46	9.12
i_y (m)	0.375	0.375	0.375
i_x (m)	0.375	0.375	0.375
λ_y	18.16	19.89	24.32
λ_x	18.16	19.89	24.32
Observation	✓	✓	✓

→ Pas de risque de flambement.



Figure

VII.1 : Forme et dimensions des piles.

VII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résumant par des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base, on va étudier juste la pile 4 (la plus haute)

VII.2.2.1. Efforts statiques

Tableau VII.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}/o (x/o)	$I_{FH}/o/a$ (y/a.o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Fûts	1 728.27	/	0.00	8.22	0.00	/
Chevêtre	1 216.22	/	0.00	15.57	0.00	/
G Tablier	10 008.58	/	0.00	16.39	0.00	/
Hf+r	/	193.94	/	16.39	/	3171.28
HT°	/	174.14	/	16.39	/	2 854.15

Somme	15554.06	367.63	/	/	0.00	6025.43
(Al)	2 348.53	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1 607.73	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1 137.37	/	0.00	/	0.00	/
D240	2 147.69	/	0.00	/	0.00	/
ST	21.93	/	0.00	/	0.00	/
Fr Al	/	81.72	/	16.39	/	1 339.45
Fr Bc	/	180.00	/	16.39	/	2 950.20

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à **l'Annexe B**.

VII.2.2.2. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

Tableau VII.4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Cas	Combinaisons	N(KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G + 1.2BC + 0.6 H_T + H (r+f)$	4968.09	117.32	2516.75
ELU	$1.35G + 1.6BC + 0.6 H_T + H (r+f)$	6698.03	235.31	3456.73
ELA (Longitudinale)	$G + E_x + 0.2 Al + 0.4H_T + H(r+f)$	4475.72	927.96	10293.70

VII.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

VII.2.3.1. Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 11.34 m.
- La largeur : 2.6m.
- L'épaisseur : 1.65 m.

➤ Dimensionnement à la flexion :

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

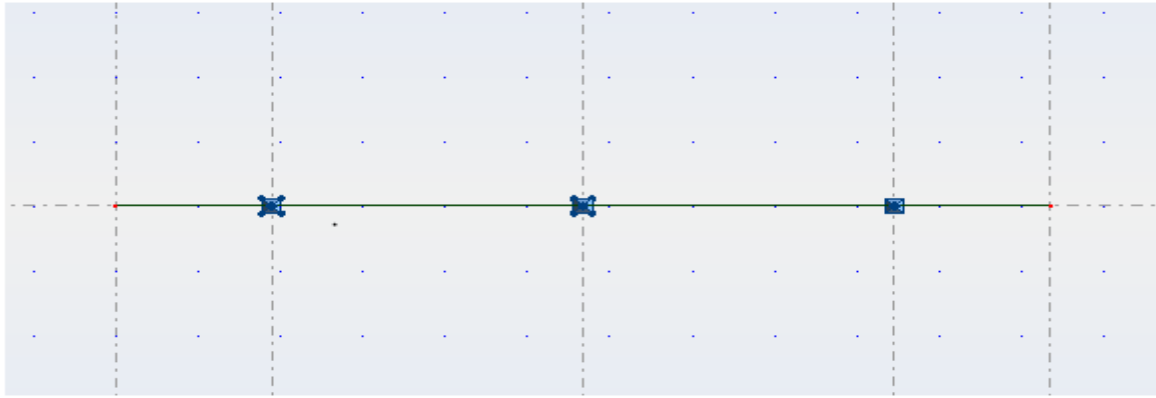


Figure VII.2 : Modèle de calcul.

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

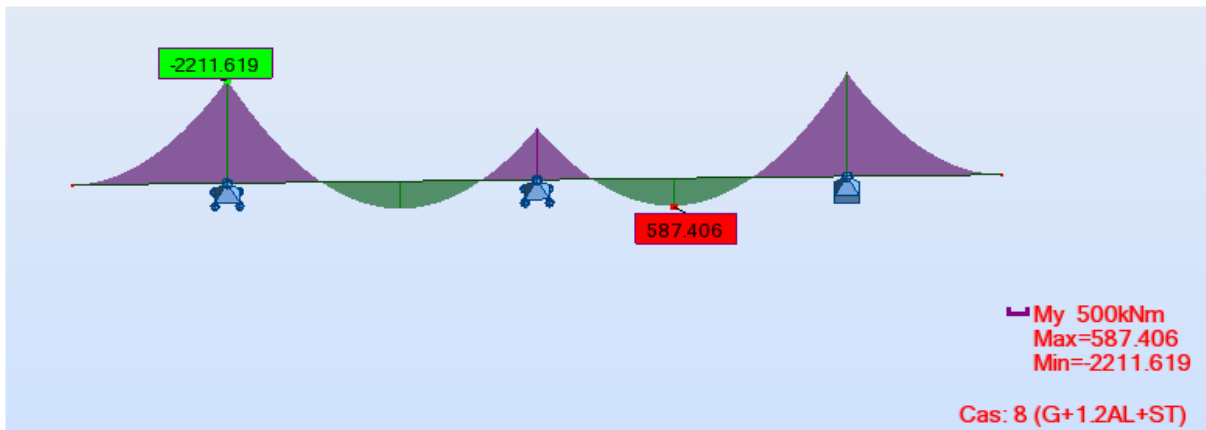


Figure VII.3 : Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel.

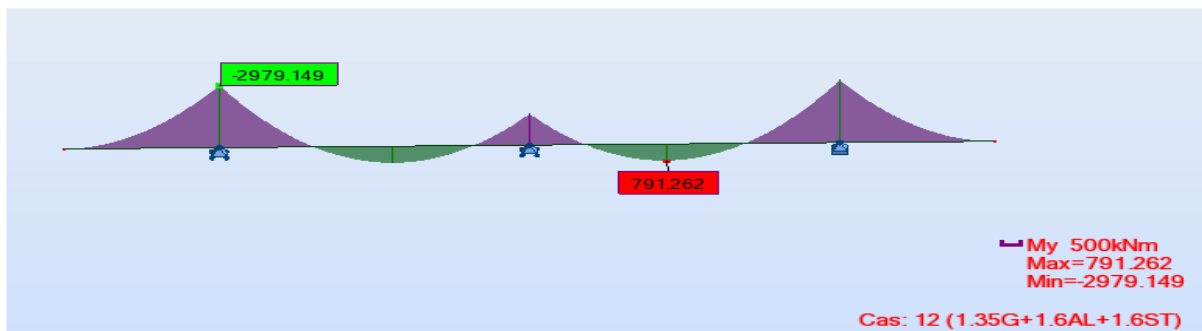


Figure VII.4 : Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

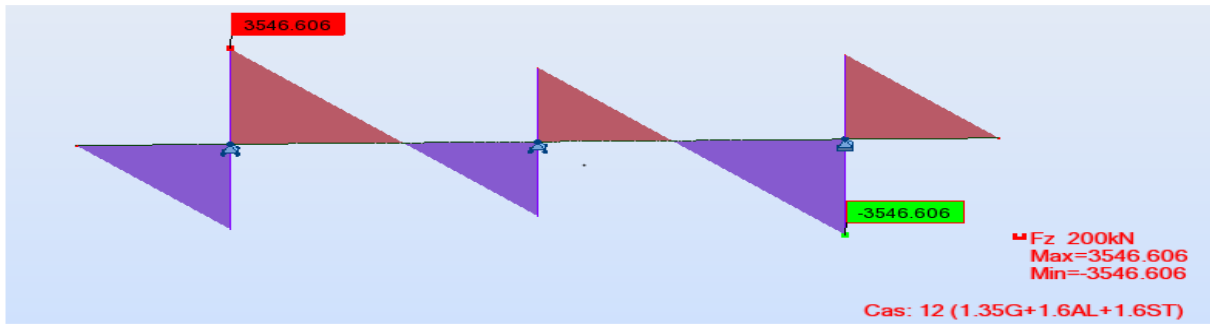


Figure VII.5 : Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

Tableau VII.5 : Ferrailage du chevêtre.

Sollicitations	M max ELS(KN.m)	M max ELU(KN.m)	T max ELU(KN)	As (cm ²)	Armatures	Espacement (cm)
Sur Appui	2211.619	2979.149	3546.606	71.2	20HA25	13
Mi -Travée	587.406	791.262	0	41.6	20 HA16	13

- Armatures transversales :

Tmax ELU = 3 546.606 kN

Avec Robot expert : 2 Cadres de HA14, esp = 10 cm dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante.

- Dimensionnement a la torsion :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55$ m. 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 :

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si } L_c > \Phi + H_c$$

Application Numérique :

$$L_c = 2.6 \text{ m}$$

$$H_c = 1.65 \text{ m}$$

$$\Phi = 1.5 \text{ m}$$

$$L_t = 2.6 \text{ m}$$

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 $C = R_x e$.

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 ;

σ_a : contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

Application Numérique :

C1 = 141.77 KN.m/ml

C2 = 142.64 KN.m/ml

$\Omega = 3.20 \text{ m}^2$; $b_n = 0.28 \text{ m}$

P = 7.95m

$\sigma_a = 333.33 \text{ MPa}$

A_s = 5.32 cm², On opte pour 4HA14, avec un espacement de 17 cm.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifier est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$\tau_v = V_U / b_0 d = 0.91 \text{ MPa}$ ($b_0 = L_c$, $d = 0.9H_c$)

$\tau_{lim} = \min \{0.2f_c/28 / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} = \min \{3.6 ; 5\text{MPa}\} = 3.6 \text{ MPa}$.

→ **0.82 MPa ≤ 12.96 MPa**

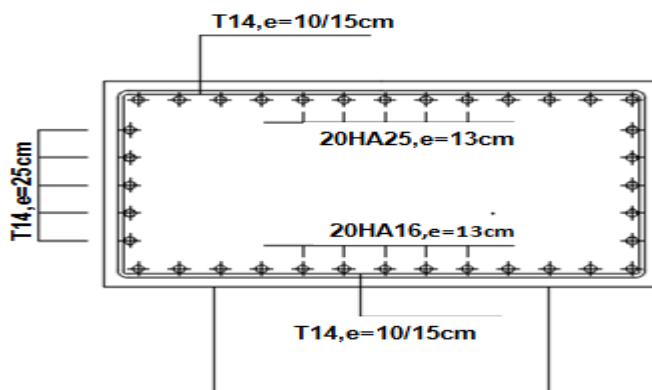


Figure VII.6 : Ferrailage du chevêtre (coupe transversale).

VII.2.3.2. Etude des futs

La colonne est un élément qui est encastré 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 : $D = 1.50\text{m}$.
- Hauteur moy : $H = 13.04\text{ m}$.
- Entraxe : $E = 5.20\text{ m}$.

➤ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : Voir ANNEXE B. Les résultats de ferraillage sont les suivants :

Tableau VII.6 : Ferraillage des fûts de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm ²)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	N _{max} (KN)	4968.09	6698.03	4475.72	176.70	36	25	17
	M _{max} (KN.m)	2516.75	3456.73	10293.70				
	T _{max} (KN)	171.32	235.31	927.96				

➤ **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 cerce HA16et 1 cerce HA16 , esp = 15 cm dans la zone critique et 25 cm dans la zone courante

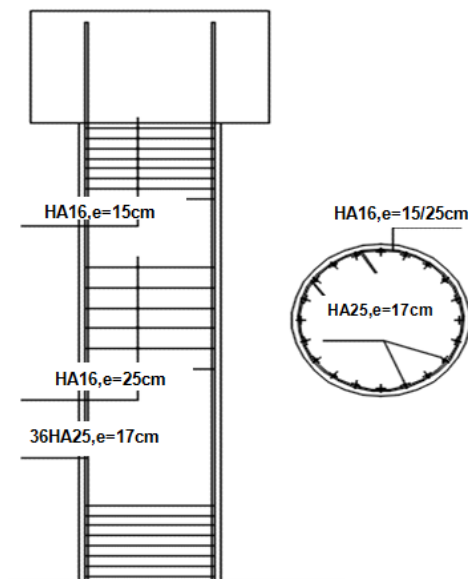


Figure VII.7 : Ferraillage du fut.

VII.2.3.3. Ferrailage de la semelle

Longueur : $L = 10.2 \text{ m}$. Hauteur : $H = 1.7 \text{ m}$. Largeur : $l = 6 \text{ m}$

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad L=3.6, b= 1.5, H=1.7, h=H-0.1$$

$$1.60 > 1.425$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 48.34^\circ > 40^\circ$$

→ Condition vérifiée

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

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

Application Numérique :

$$N_{\text{Max-ELS}} = 3846.37 \text{ kN} ; N_{\text{Max-ELA}} = 5520.61 \text{ kN}$$

$$\sigma_a\text{-ELS} = 333,33 \text{ MPa} ; \sigma_a\text{-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s\text{-ELS} = 102.77 \text{ cm}^2 ; A_s\text{-ELA} = 98.34 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 102.77 \text{ cm}^2$; on prend 21HA25

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.7 + 1.2 = 2.9 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } S_t = \frac{\Phi + H}{n-1} = 29 \text{ cm} , \text{ on opte pour un espacement de } 30 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales inférieure

$$A_{s1} = A_s/3 ; \text{ Soit : } 18\text{HA}16, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm}.$$

Armatures transversales supérieure

$$A_{s2} = A_s/4 ; \text{ Soit : } 18\text{HA}14, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieure

As3 = As/10 ; Soit : 10HA12, avec un espacement de 30 cm.

Armatures latérales

As4 = As/10 ; Soit : 10HA12, avec un espacement de 30 cm.

VII.2.3.4. Etude 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 :

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

Nmax : l'effort normal maximal à l'ELS.

Qp : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 21 m.

Tableau VII.7 : Nombre de pieu sur chaque pile.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Nmax	5520.61	5520.61	5520.61	5520.61	5520.61	5520.61	5520.61	5520.61
Qp	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
np	6	6	6	6	6	6	6	6

Donc on prend 6 pieux de 21m.

➤ **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre du pieu.

Cu : module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : longueur élastique du pieu

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

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

E : module d'élasticité du béton.

I : moment d'inertie du pieu.

b : longueur du pieu.

Application Numérique :

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,101 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \lambda = 0.228 \text{ D'où : } \lambda L = 4.787$$

On tire les valeurs de (x_{ϕ}^H, x_{ϕ}^M) pour $\lambda \times L = 4.787$ à partir du tableau WARNER.

Tableau VII.8 : Valeurs de WARNER.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
x_{ϕ}^H	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
x_{ϕ}^M	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\lambda L = 4.787 \rightarrow \begin{cases} x_{\phi}^H = 1,33 \\ x_{\phi}^M = 1,61 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

—
ELS : $P = 85.66 \text{ kN}$; $M = 312.02 \text{ kN.m}$

—
ELU: $P = 117.66 \text{ kN}$; $M = 428.55 \text{ kN.m}$

➤ **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

• **Section d'acier**

D'après le RPOA 2008 on prend : $A_s = 113 \text{ cm}^2$

Avec Robot expert : **$A_s = 113 \text{ cm}^2$** Donc : on prend **24 HA25**.

- **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 15 cm dans les zones critiques et 30 cm dans les zones courantes.

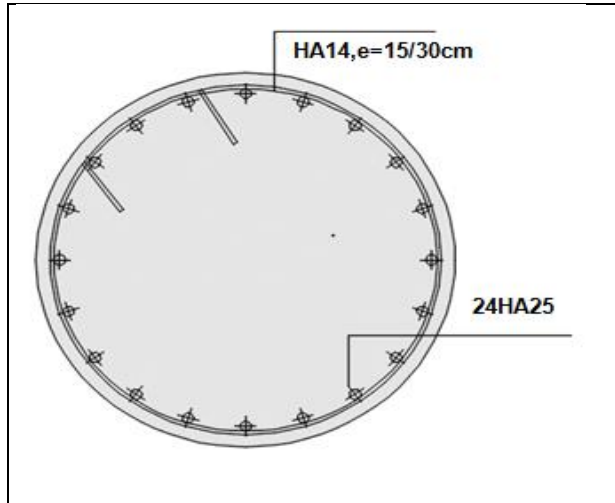


Figure VII.8 : Ferrailage des pieux.

VII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, dont à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VII.3.1. Conception des culées

VII.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

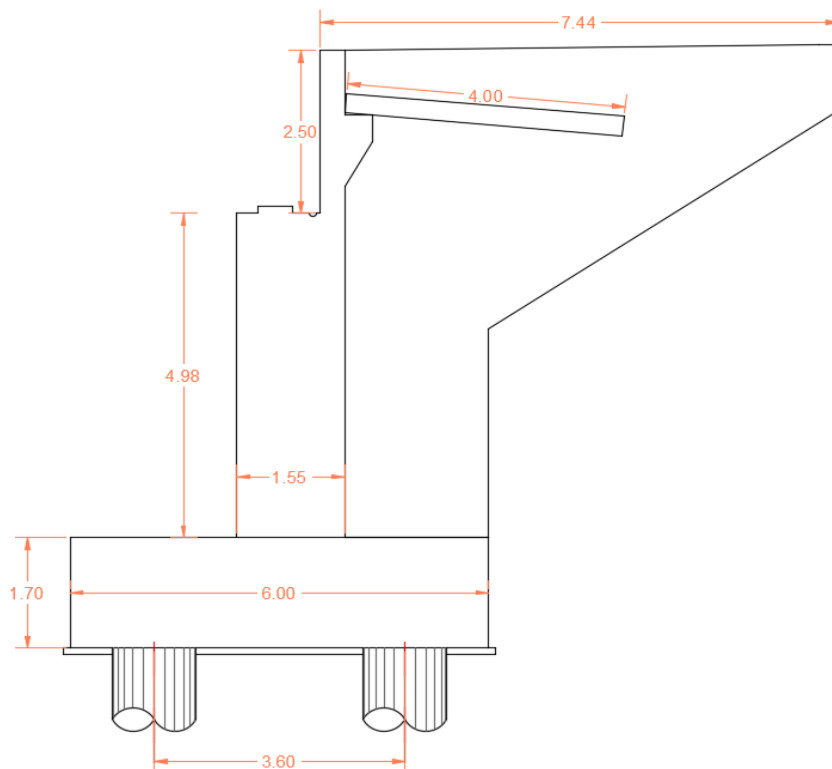
Vu les données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

VII.3.1.2. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau VII.9 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 2.5 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max(0.30 \text{ m}, h/8) = 0.35 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = 11.34 \text{ m}$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 11.34 \text{ m}$ $e_{\text{sa}} = 0.20 \text{ m}$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 1.55 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 4.98 \text{ m}$ $l_{\text{mr-culée}} = 11.34 \text{ m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.65 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée}} = 7.44 \text{ m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$h_{\text{dt}} = 4.00 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0.30 \text{ m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 1.70 \text{ m}$ $L_s = 11.54 \text{ m}$ $h_s = 6.00 \text{ m}$



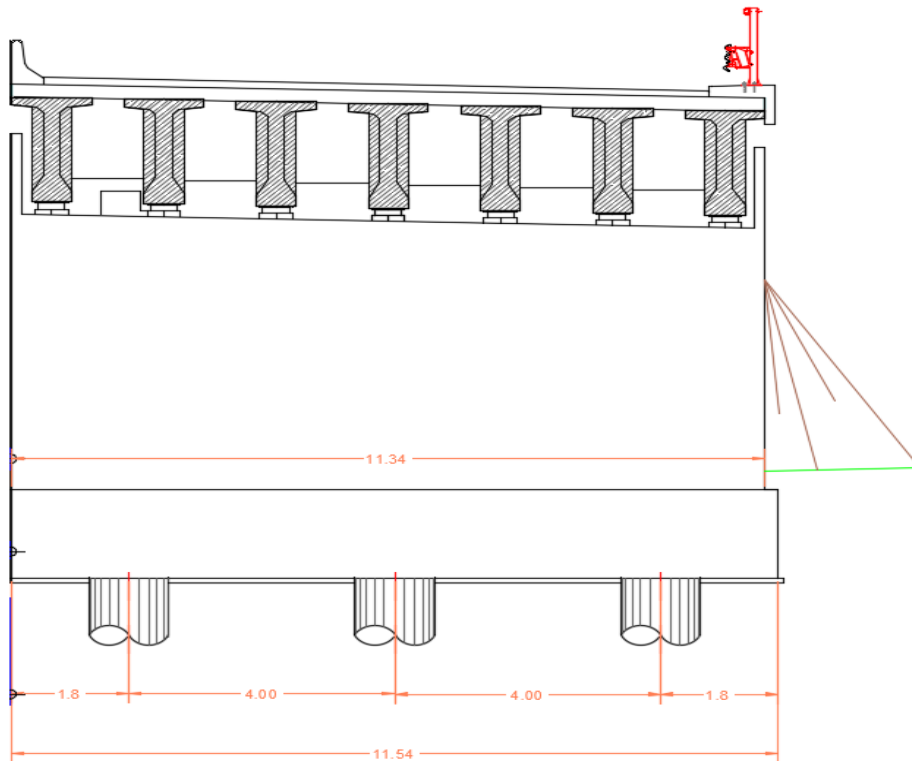


Figure VII.9 : Dimensions de la culée.

VII.3.2. Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2942,70	/	0,00	0,85	0,00	/
Mur F	2188,34	/	0,15	4,18	328,25	/
DDT	159,60	/	2,94	8,18	469,22	/
Mur en R	927,23	/	3,39	6,49	3143,29	/
Corbeau	80,18	/	1,10	7,77	88,19	/
MGG	246,65	/	0,75	7,92	184,98	/
Poids des Terres Amot	3163,38	/	2,21	5,67	6991,08	/
Poussée des terres	/	2900,93	/	3,07	/	8896,20
Poussée Sur 10kN/m ²	/	324,55	/	4,60	/	1492,92

Efforts dus au tablier

Rg	5004,29	/	-0,07	/	-350,30	/
R(AI)	1743,16	/	-0,07	/	-122,02	/
Rbc	1497,58	/	-0,07	/	-104,83	/
RMc120	1075,31	/	-0,07	/	-75,27	/
RD240	1827,69	/	-0,07	/	-127,94	/
RST	25,50	/	-0,07	/	-1,79	/
Hf+r	/	96,74	/	-6,68	/	-646,25
HT°	/	87,07	/	-6,68	/	-581,63
Frein AI	/	61,82	/	-6,68	/	-412,96
Frein Bc	/	150,00	/	-6,68	/	-1002,00

VII.3.3. Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

Tableau VII.11 : Combinaison des efforts.

à L'ELS	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	14712,35	3049,92	7900,97	10854,72	18755,69
G++0.6T+1.2Q	14712,35	3439,38	9692,48	11083,00	20775,48
G+0.6T+1.2A(I)+ST	16829,65	3124,11	7405,41	11083,00	18488,42
G+0.6T+1.2Bc+ST	16534,95	3229,921	6698,57	11083,00	17781,57
G+0.6T+Mc120	15787,66	3049,92	7900,97	11083,00	18983,97
G+0.6T+D240	16540,05	3049,92	7900,97	11083,00	18983,97

à L'ELU	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	19861,68	4125,23	10613,96	14653,88	25267,84
1.35G++0.9T+1.6Q	19861,68	4644,51	13002,64	14653,88	27656,52
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	29643,12	4224,14	9953,22	14455,79	24409,01
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	29250,19	4365,23	9010,76	14483,29	23494,06
1.35G+0.9T+1.35Mc120	28264,93	4125,23	10613,96	14552,26	25166,22
1.35G+0.9T+1.35D240	29280,65	4125,23	10613,96	14481,16	25095,12

VII.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

VII.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Evaluations des efforts statiques sur les éléments de la culée

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	2188,3365	0	0	2,49	0	0
DDT	159,6	0	0,98	6,48	156,408	0
Corbeau	927,225	0	0,94	6,08	871,5915	0
MGG	80,175	0	0,6	6,23	48,105	0
Poids des Terres Amot	246,645	0	0,98	6,48	241,7121	0
Poussée des terres	3163,3848	1776,386	0	-2,49	0	-4429,123
Poussée Sur 10kN/m ²	0	263,872	0	-3,74	0	-986,8811

Efforts dus au tablier

Rg	5004,29	/	-0,22	/	1100,94	/
R(AI)	1743,16	/	-0,22	/	-122,02	/
Rbc	1497,58	/	-0,22	/	-104,83	/
RMc120	1075,31	/	-0,22	/	-75,27	/
RD240	1827,69	/	-0,22	/	-127,94	/
RST	25,50	/	-0,22	/	-1,79	/
Hf+r	/	96,74	/	-4,98	/	-646,25
HT°	/	87,07	/	-4,98	/	-581,63
Frein AI	/	61,82	/	-4,98	/	-412,96
Frein Bc	/	150,00	/	-4,98	/	-1002,00

Le mur de front travail en flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable.

Sollicitations les plus défavorables

ELS:	$M_{\max} = -390.79 \text{ kN/ml}$ $T_{\max} = 197.71 \text{ kN/ml}$	$N_{\text{cors}} = 596.59 \text{ kN.m/ml.}$
ELU:		$N_{\text{cors}} = 6765.37 \text{ kN/ml.}$
	$M_{\max} = -518.84 \text{ kN/ml}$ $T_{\max} = 267.13 \text{ kN/ml}$	$N_{\text{cors}} = 1210.09 \text{ kN.m/ml.}$
		$N_{\text{cors}} = 11285.49 \text{ kN/ml.}$

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier (avec Robot expert)

$AS = 15.5 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA20/ml avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 5.17 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

$At = As/4 = 3.88 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA10 avec un espacement de 20 cm.

VII.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est soumis, selon "SETRA" PP73 (1.3.2), essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : Poussée des terres. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève. Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le mur garde-grève travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Calcul des sollicitations

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression:

$$M_T = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

ka : Coefficient de poussée des terres ($ka = 0.33$).

γ_r : Poids volumique du remblai ($\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du mur garde grève ($h = 2.50 \text{ m}$).

L : longueur du remblai ($L=1\text{m}$) on fait le calcul par 1ml.

$$P = 18,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_T = 15,47 \text{ KN.m /ml}$$

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc:

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

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

Avec

μ : coefficient de pondération ; $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et 1.2 à l'E.L. S ;

$P = 60 \text{ KN}$.

$$M_f - ELS = 68,57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_f - ELU = 91,43 \text{ KN.m/ml.}$$

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

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

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx, \text{ avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

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

Bc : coefficient de pondération du système Bc .

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

h : hauteur de mur garde grève.

$$\rightarrow M_p - ELS = 42.92 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\rightarrow M_p - ELU = 57.22 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Combinaison d'action**

$$\rightarrow M_{ELS} = M_p + 1.2M_Q = 126.96 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\rightarrow M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 169.53 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Ferraillage du mur garde-grève**

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

Section d'acier (avec Robot expert)

$AS = 24,1 \text{ cm}^2$; donc on opte pour 5HA25/ml avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 8,03 \text{ cm}^2$; donc on opte pour 5HA16 avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

$At = As/4 = 6,03 \text{ cm}^2$; donc on opte pour 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

VII.3.4.3. Dalle de transition

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

La dalle de transition présente les dimensions suivantes

Longueur : $L = 10.64 \text{ m}$; Largeur : $H = 4.00 \text{ m}$; Epaisseur : $e = 0.30 \text{ m}$.

Remblais : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Surcharges : $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

$h = 0,87 \text{ m}$

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	3,12	6,24	6,24
Remblai	15,66	31,32	31,32
Surcharges	10	20	20

Combinaison d'action :

- A l'ELS :

$$M_{ELS} = 76.56 \text{ kN.m/ml}$$

- A l'ELU :

$$M_{ELU} = 102.96 \text{ kN.m/ml}$$

Section d'acier (avec Robot expert)

$A_s = 17,30 \text{ cm}^2$; On prend **6HA20/ml**, espacement = 20 cm.

Armature de construction

$A_s' = A_s/3 = 5,77 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA14/ml**, espacement = 20 cm

Armature transversale

$A_s' = A_s/4 = 4.33 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA12/ml**, espacement = 20 cm

VII.3.4.4. Le corbeau

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Réaction due au poids des charges permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{qI}{2}$$

I : longueur de la dalle de transition = 4m

q : charges permanentes = 26,28 KN/ml

$$\rightarrow R_{Rem} = 52,56 \text{ KN/ml}$$

➤ **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

$$q = 10,00 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow R_{Rem} = 20,00 \text{ KN/ml}$$

Combinaison d'action :

- A l'ELS :

$$M_{ELS} = 76.56 \text{ kN.m/ml}$$

- A l'ELU :

$$M_{ELU} = 102.96 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$A_s = 10,80 \text{ cm}^2$; On prend **5HA20/ml**

VII.3.4.5. Mur en retour

Mur de soutènement construit de chaque côté d'une culée de pont, sensiblement parallèle à l'axe de la voie portée.

➤ **Ferraillage :**

La modélisation est faite avec le logiciel ROBOT, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13 : Moments max à l'ELS et section de ferraillage du mur en retour.

		Max ELS	As	Armatures
Sens vertical	Coté remblai	180.00	16.20	6HA20
	Coté extérieur	80.00	7.00	4HA16
Sens horizontale	Coté remblai	257.00	23.50	8HA20
	Coté extérieur	105.06	9.30	5HA16

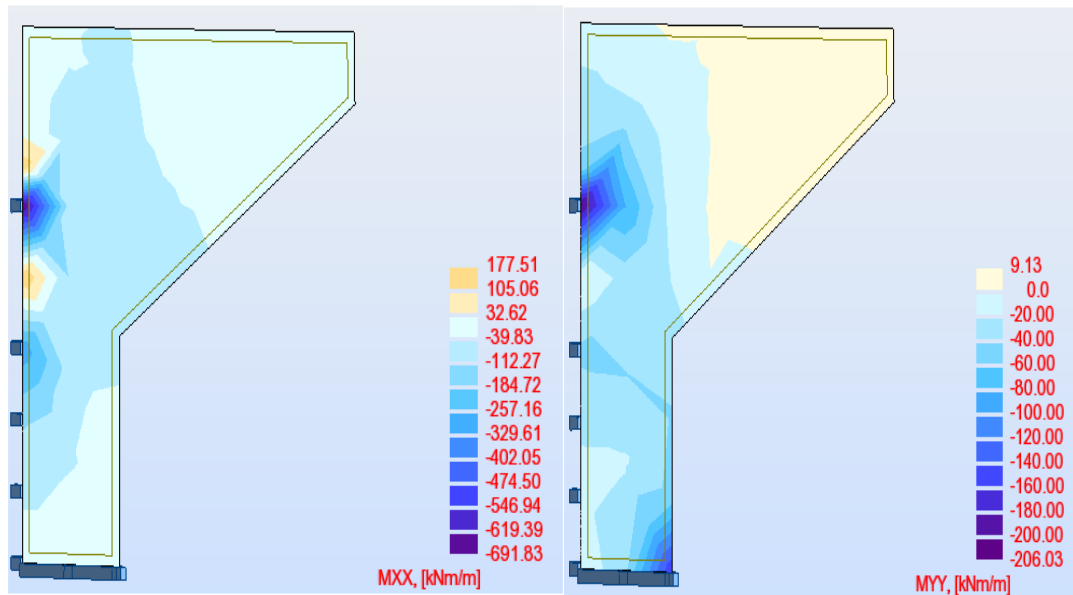


Figure VII.10 : Les moments max à l'ELS avec le logiciel du mur en retour.

VII.3.4.6. Semelle sur pieux

La semelle de la culée repose sur deux files de pieux, chaque file est composé de trois pieux.

Longueur : $L = 11.54$ m. Hauteur : $H = 1.70$ m. Largeur : $l = 6.00$ m.

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ & H = 1,70 \text{ m} \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} & b = 1,50 \text{ m} \\ & L = 3,60 \text{ m} \\ & \Phi = 1,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow 1,60 > 1,425 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 48,34^\circ > 45^\circ$$

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

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

Application Numérique :

$$N_{\text{Max-ELS}} = 4\,460.00 \text{ kN}$$

$$\sigma_{a\text{-ELS}} = 333,33 \text{ MPa} \rightarrow A_{s\text{-ELS}} = 119,09 \text{ cm}^2$$

On prend : **25HA25.**

Armatures longitudinales inférieure

$$A_{s1} = A_s/2 = 119,09/2 = 59,545 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 30\text{HA16, avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures transversales supérieure

$$A_{s2} = A_s/3 = 119,09/3 = 39,697 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 26\text{HA14, avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure

$$A_{s3} = A_s/4 = 119,09/4 = 29,772 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 27\text{HA12, avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures latérales

$$A_{s4} = A_s/10 = 119,09/10 = 11,909 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 11\text{HA12, avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

VII.3.4.7. Etude 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.

On prend : 6 pieux de 26 m de profondeur

➤ **Actions sur les pieux**

$$\lambda L = 4,787 \rightarrow \begin{matrix} \chi_{\theta p} = 1,33 \\ \chi_{\theta m} = 1,61 \end{matrix}$$

Effort tranchant en tête du pieu

ELS : $P = 573.23 \text{ kN}$

ELU : $P = 774.08 \text{ kN}$

Moments fléchissant

ELS : $\bar{M} = 3462,58 \text{ KN.m} ; N = 2452.06 \text{ KN}$

ELU : $M = 4609,42 \text{ KN.m} ; N = 3310.28 \text{ KN}$

➤ Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier

Avec Robot expert $A_s = 99.0 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 21 HA25.

Cerces transversales

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

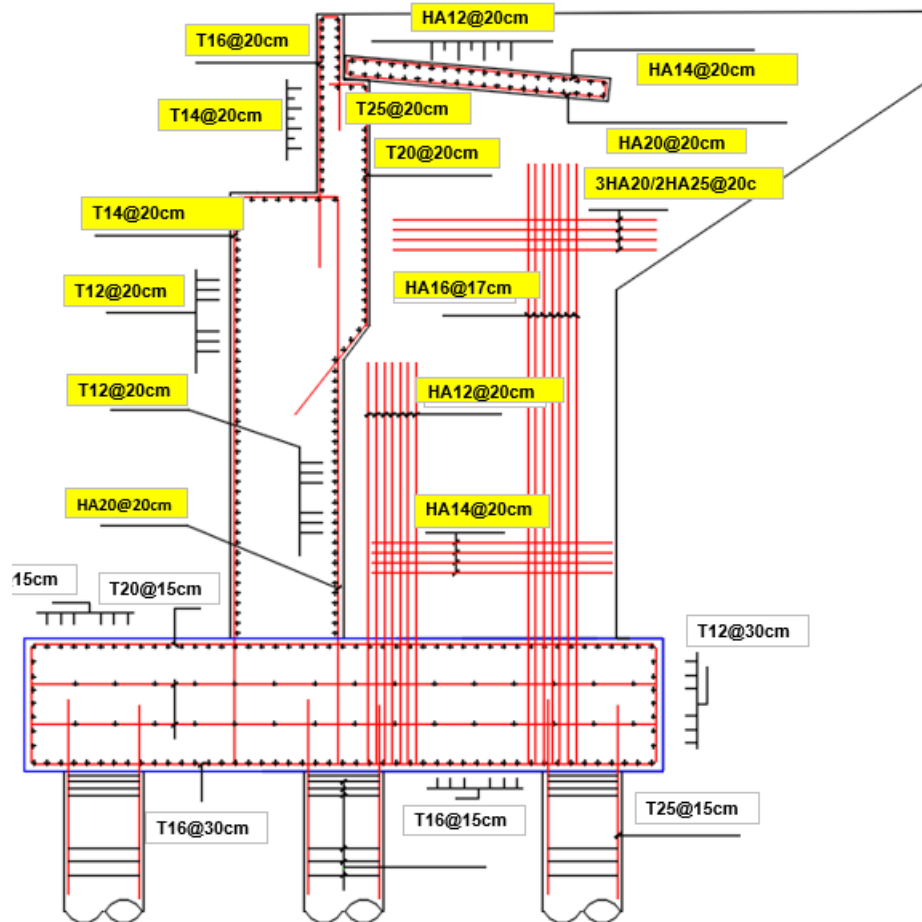


Figure VII.11 : Croquis de ferrailage des éléments de la culée.

VII.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important. L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude nous a permis : de mettre en application un certain nombre de notions théoriques et de connaissances acquises durant nos cinq années d'étude. De prendre conscience de l'étendue du chemin qu'il nous reste à parcourir pour être des ingénieurs. Il nous a aussi permis de développer notre esprit critique, tant les échanges au sein du binôme étaient riches et animés, parfois même conflictuels ce qui nous prépare d'une certaine façon au monde du travail.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

Au final on peut dire l'apprentissage pour un ingénieur ne s'arrête jamais. Nous l'avons notamment constaté en étant au contact avec des gens du métier qui, malgré leur expérience et leur savoir, ne cessent d'apprendre et de se perfectionner.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
2. : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
3. : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin2003.
4. : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP
5. : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
6. : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
7. : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
8. : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
9. : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières deniveau H2, H3, SETRA ,1999.
10. : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
11. : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP
12. : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
13. : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73,calculs complémentaires ferrailages types.
14. : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.

ANNEXES

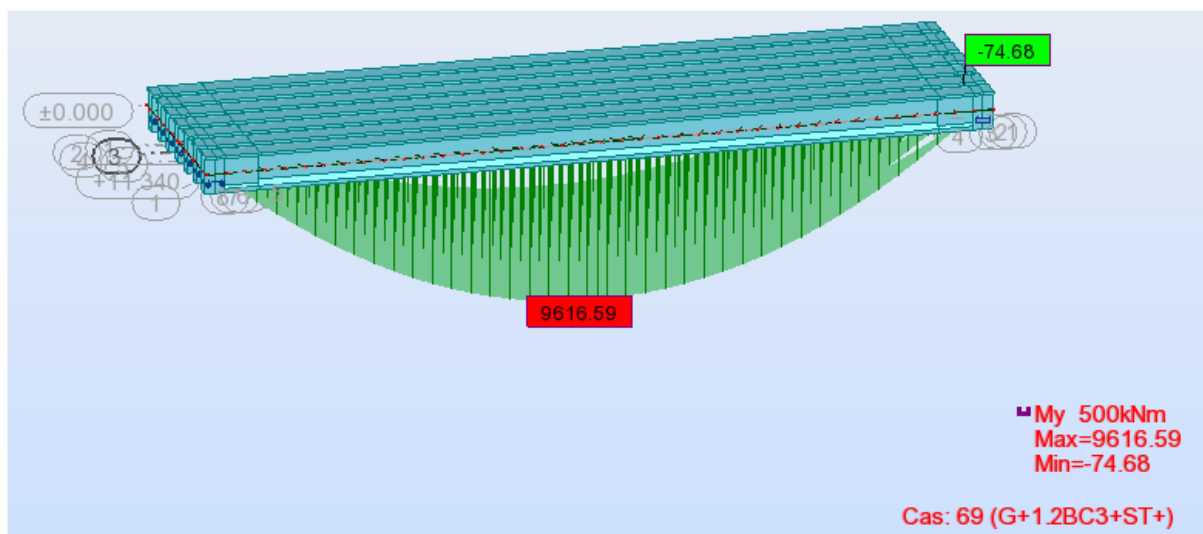
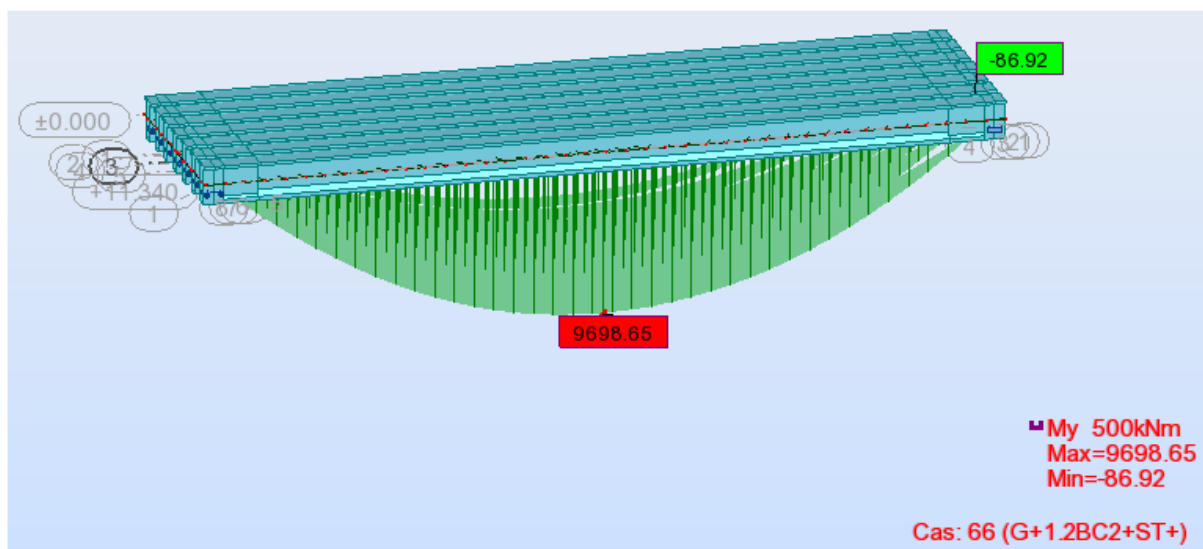
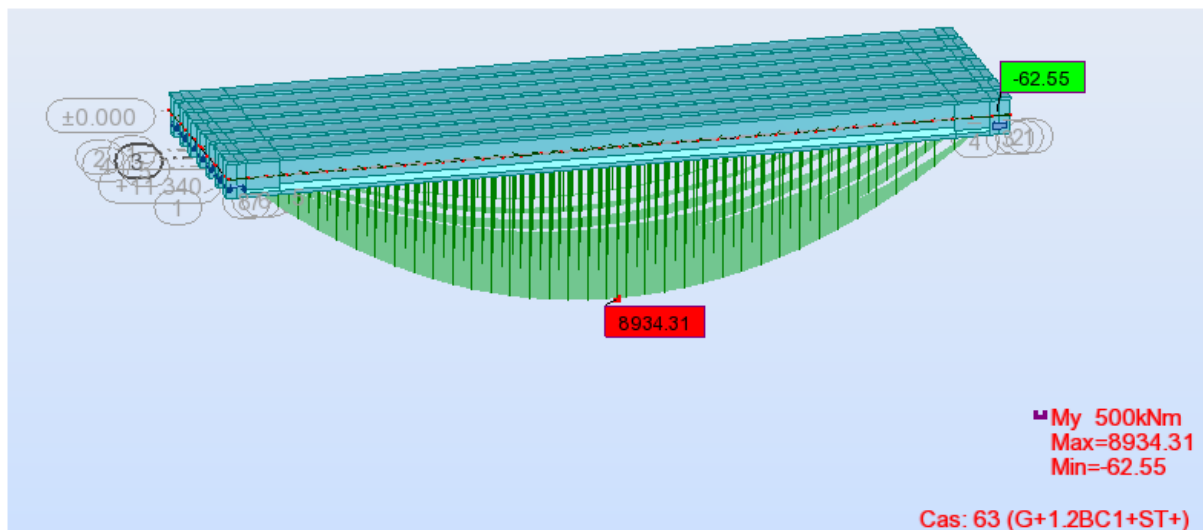
ANNEXES

**ANNEXE A :
MODELISATION ET
EVALUATION DES
EFFORTS**

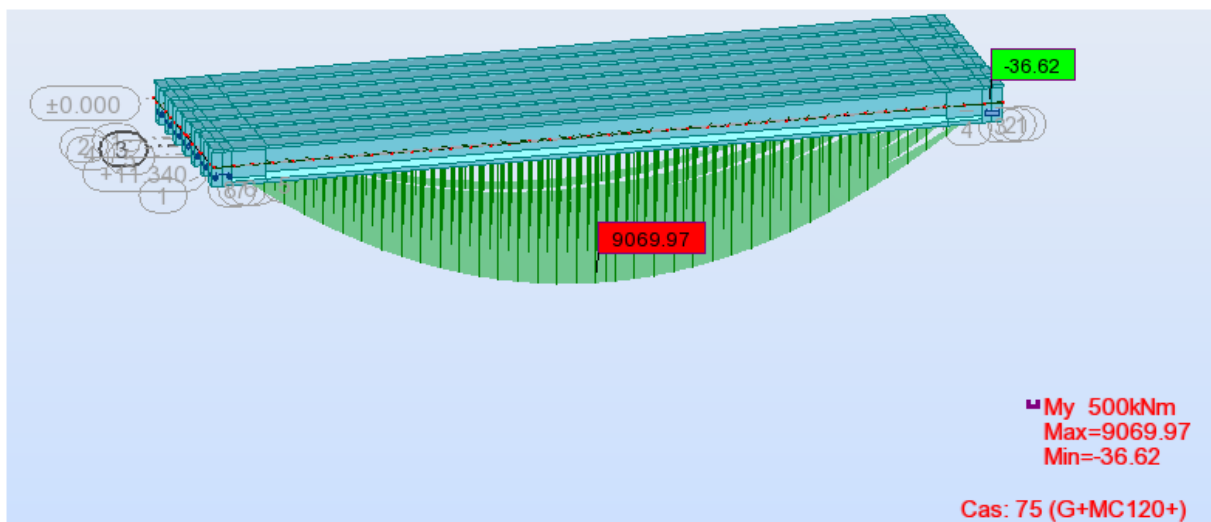
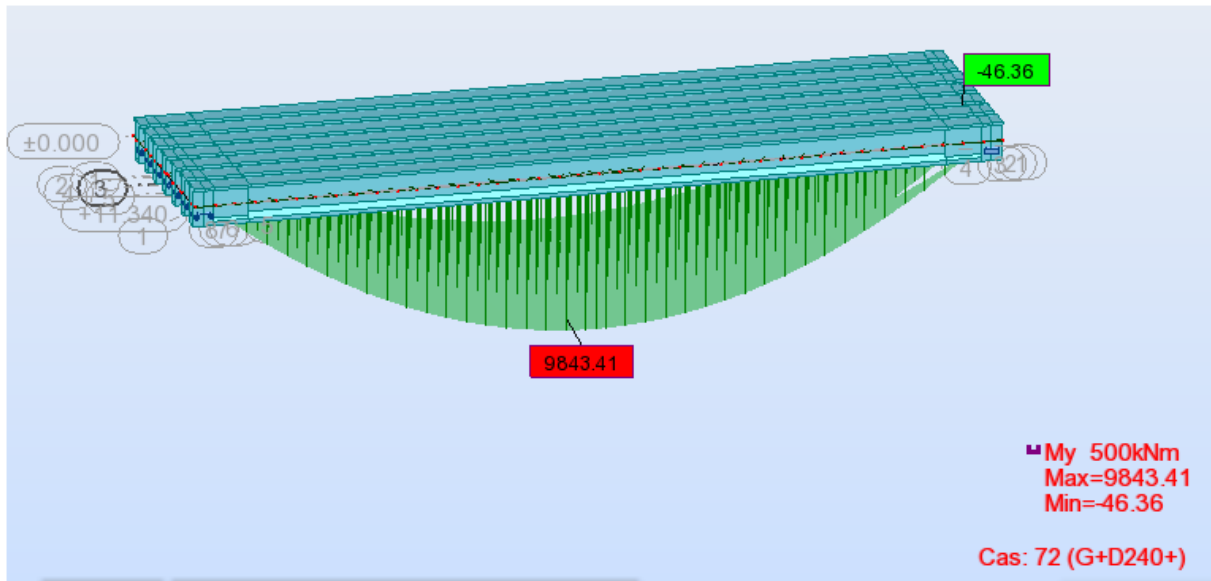
ENSTP 2021/2022

1. DIAGRAMMES DES MOMENTS DU AUX COMBINAISONS

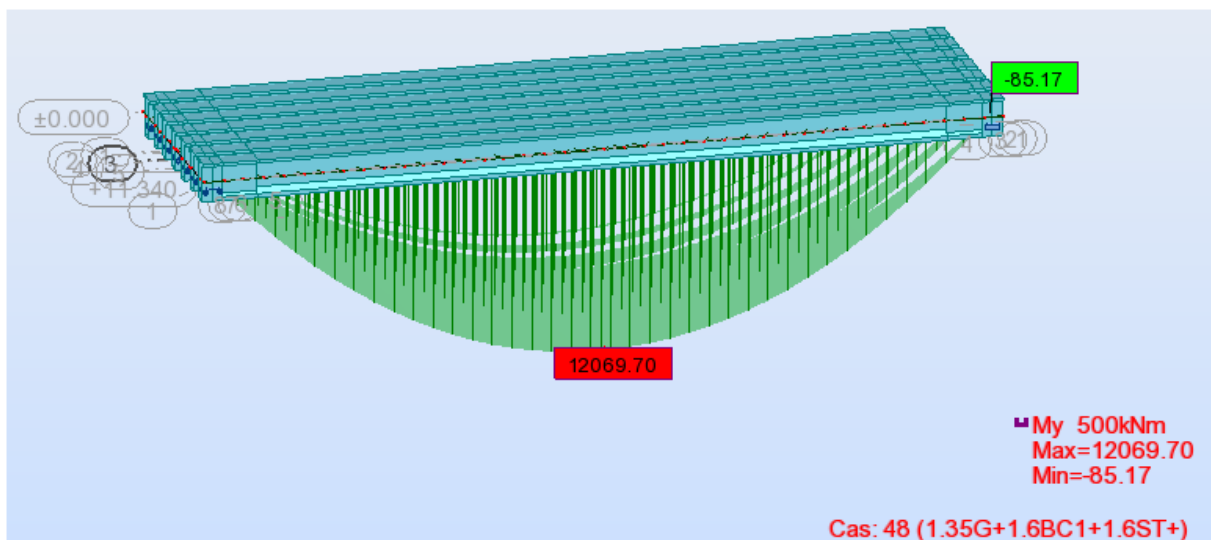
• A P'ELS



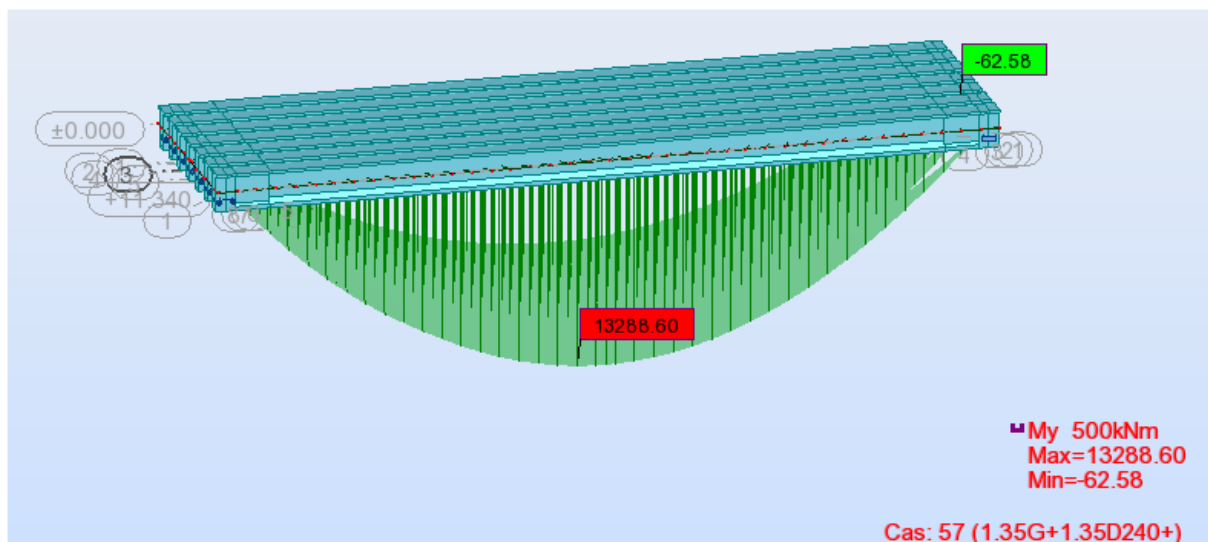
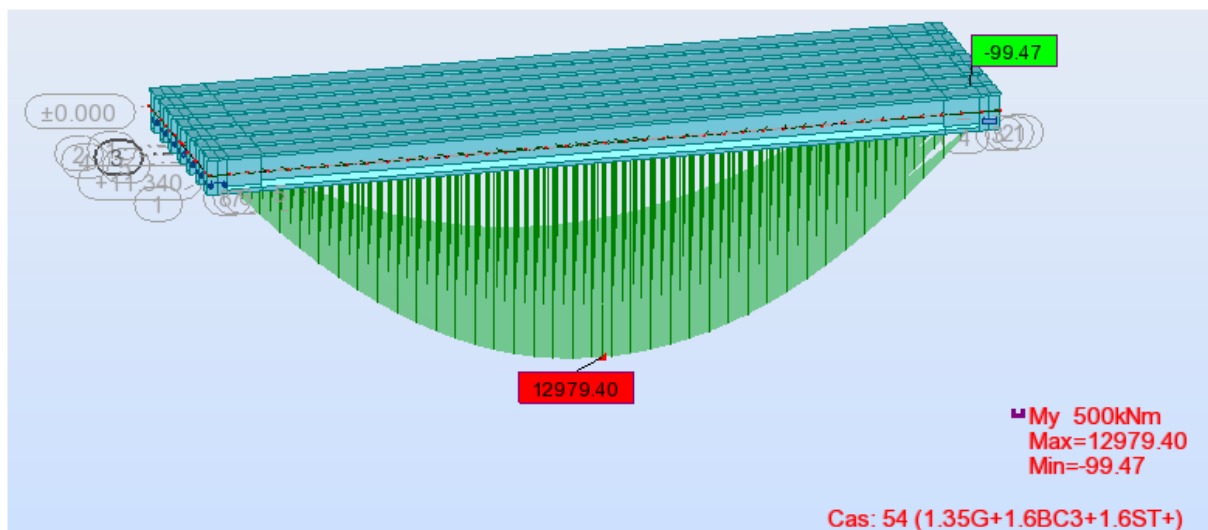
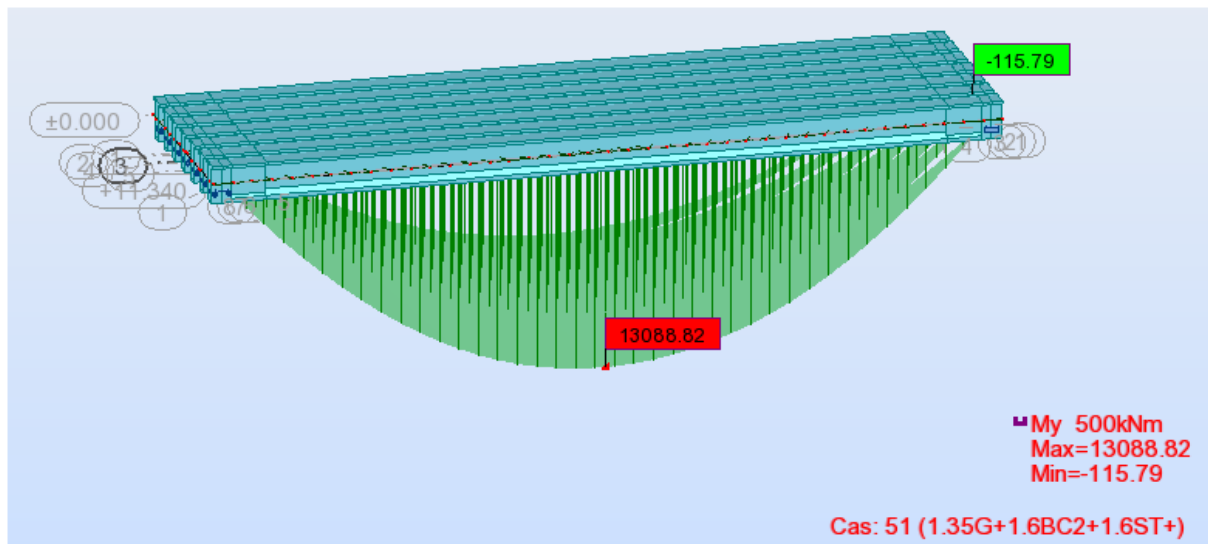
ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS



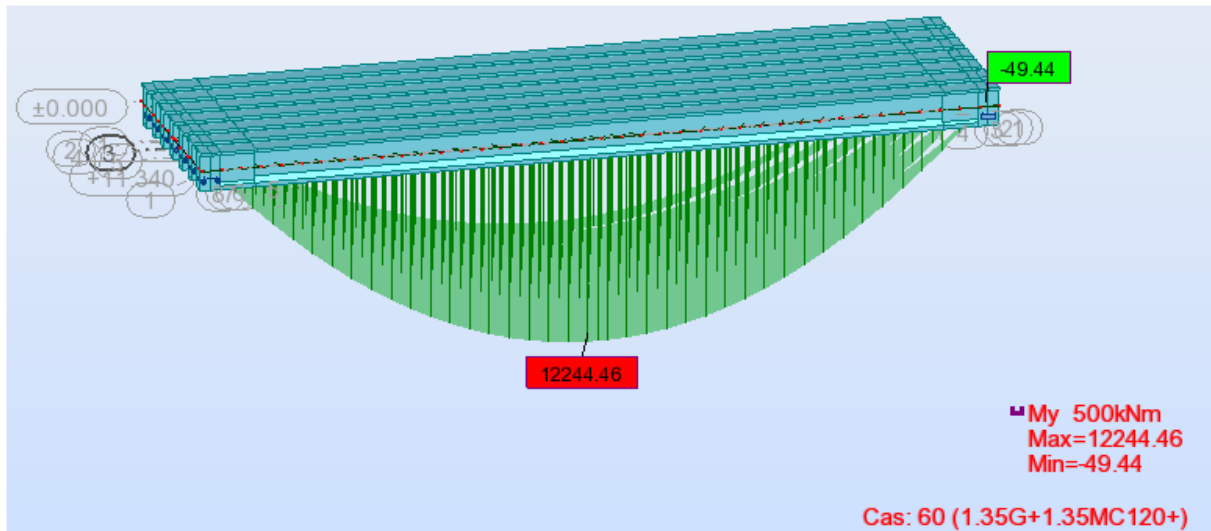
• A'PELU



ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

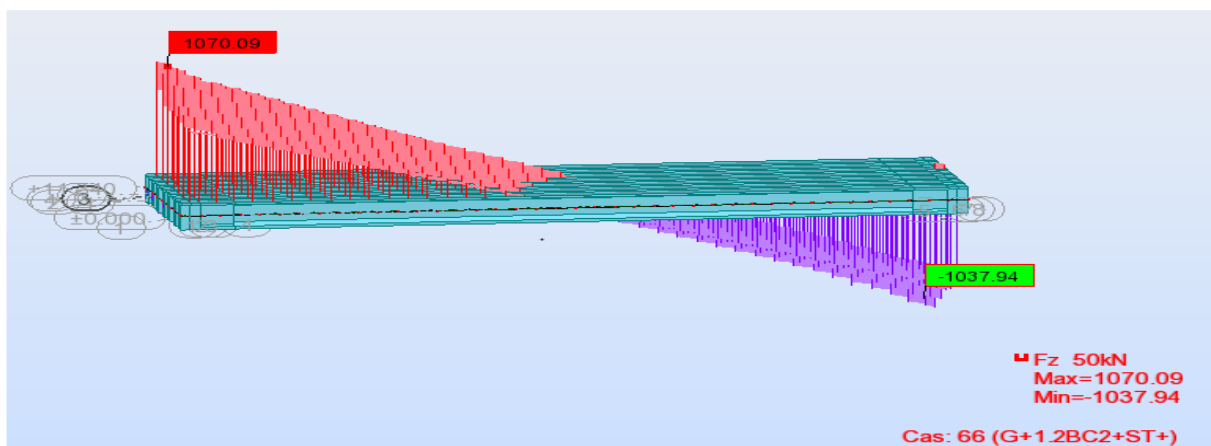
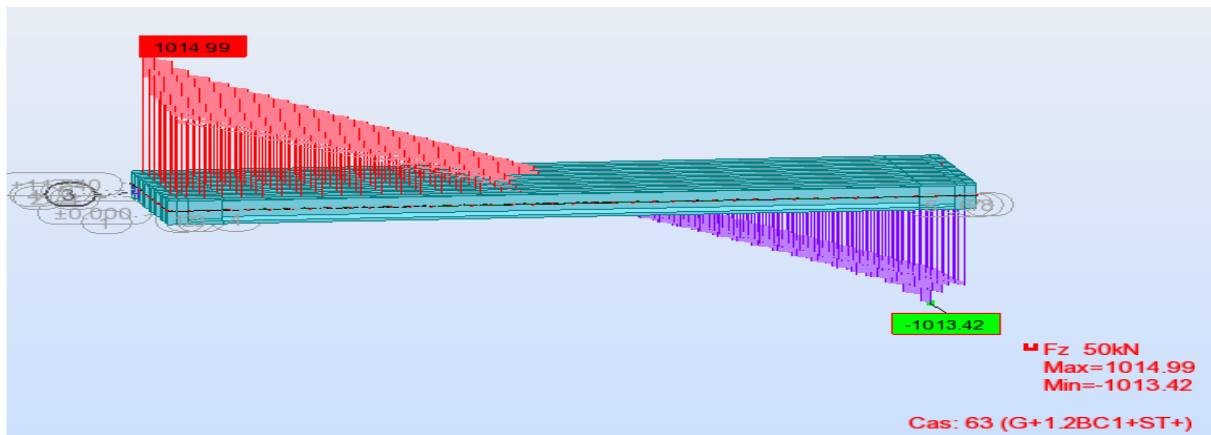


ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

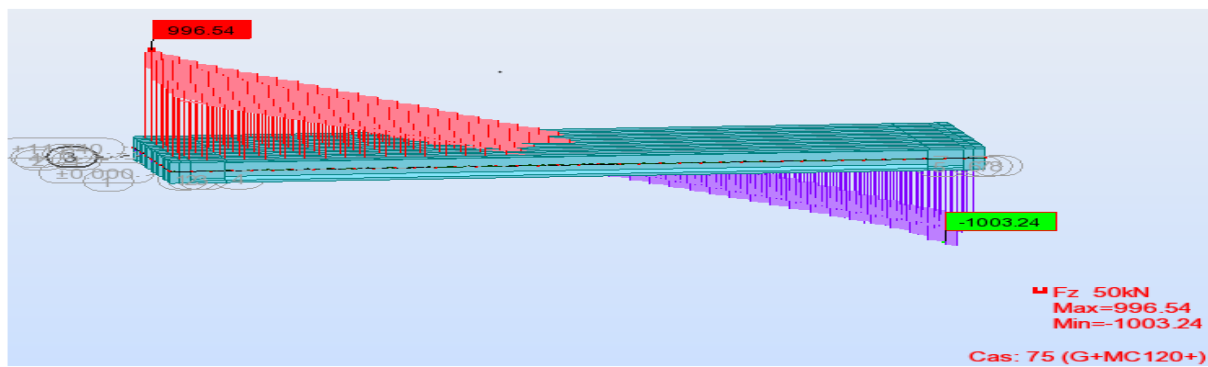
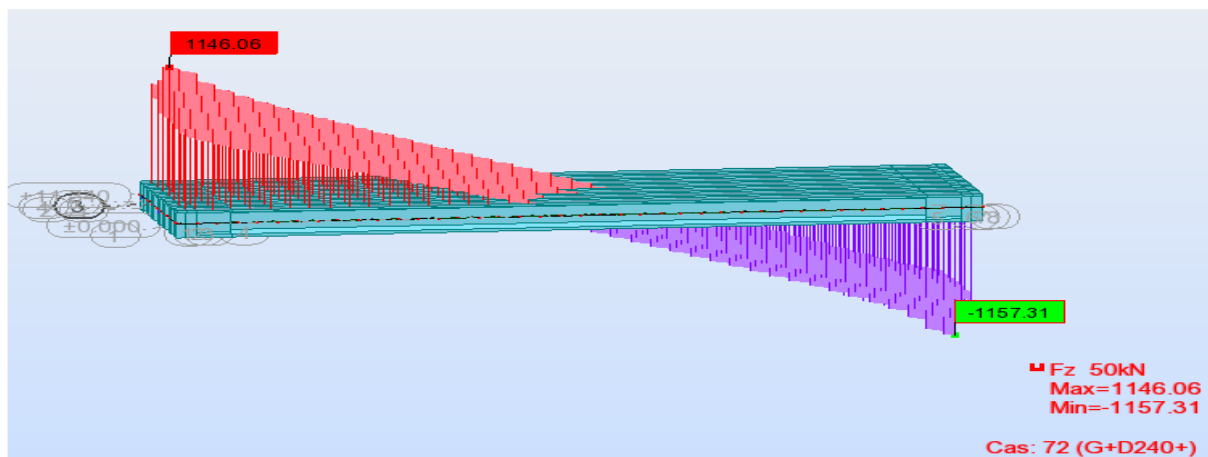
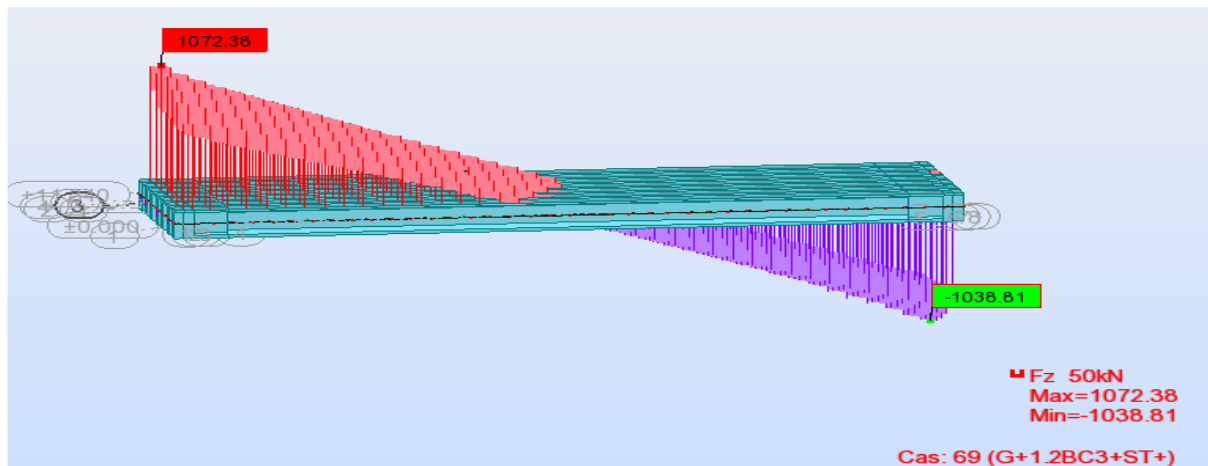


2. DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT

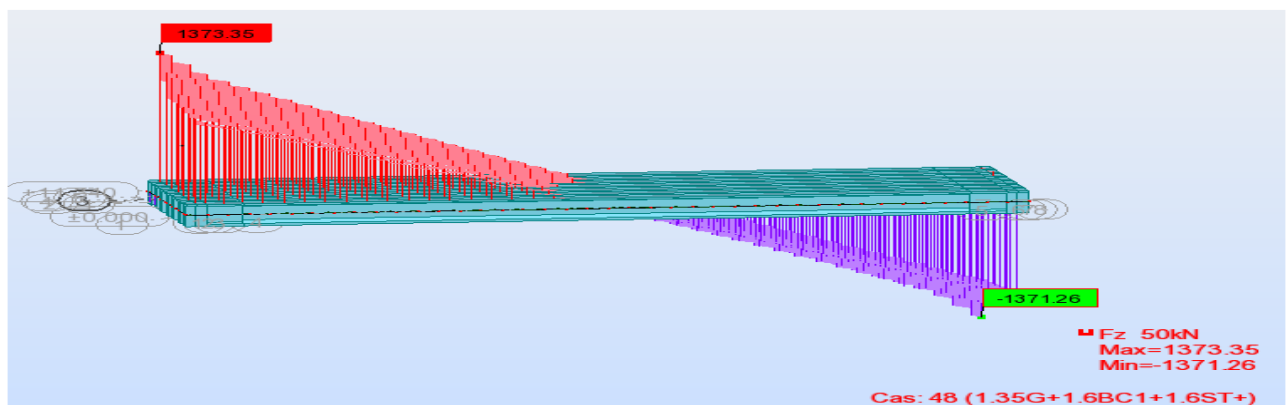
- A l'ELS



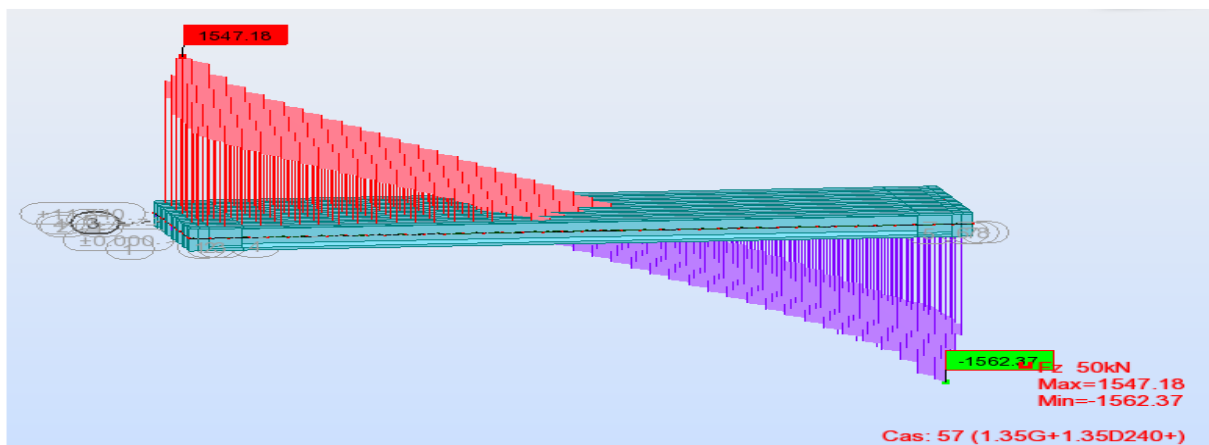
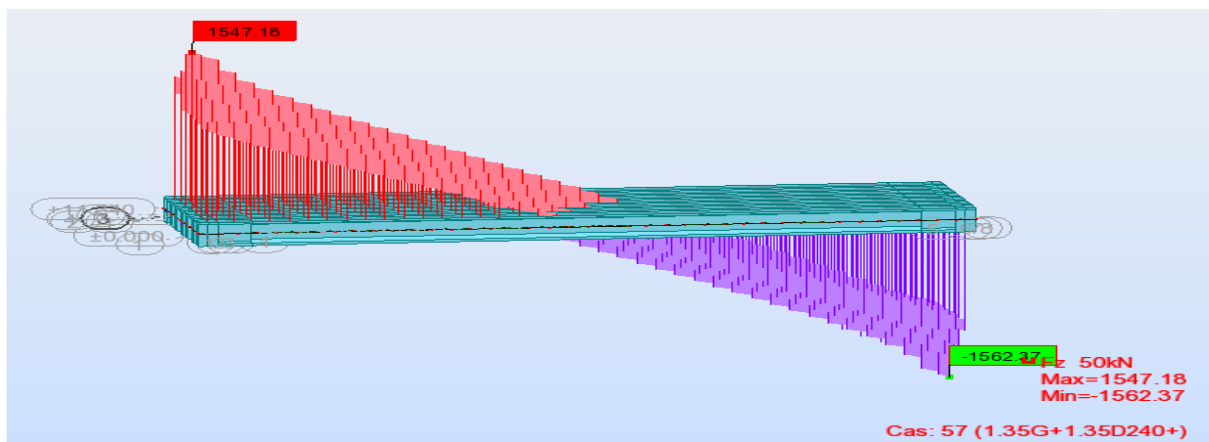
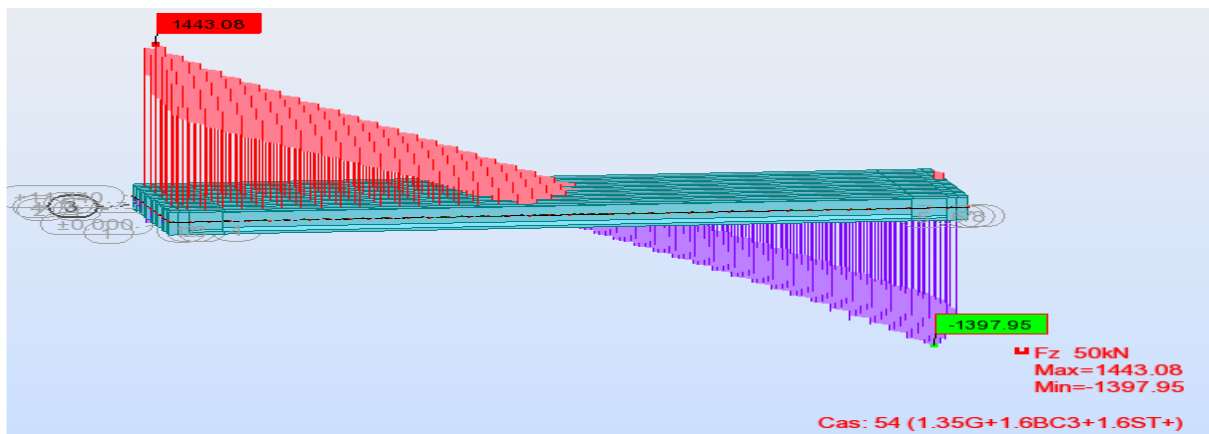
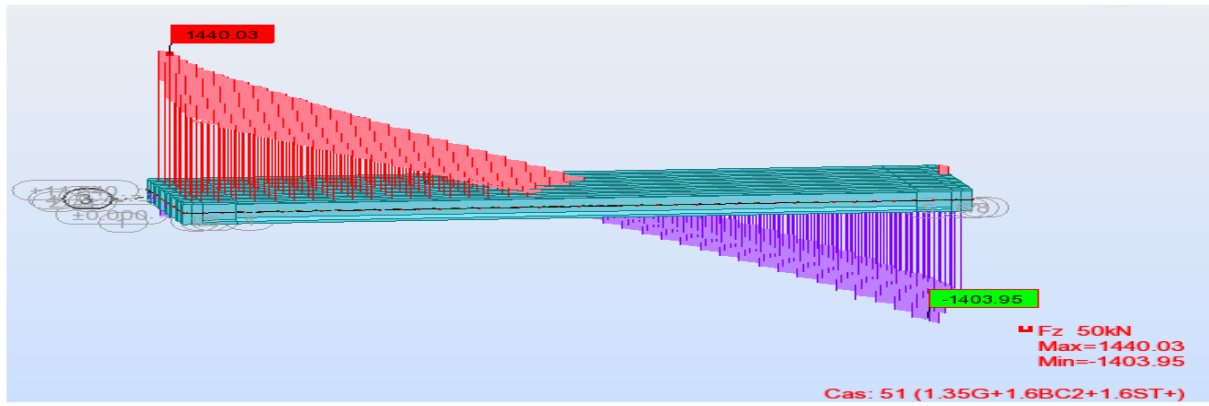
ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS



• A'ELU



ANNEXE A. MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS



ANNEXE B :
TABLEAUX EXCEL

ENSTP 2021/2022

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

1. Evaluation des efforts

- Charges permanentes

L poutre	40	m
La porté	39	m
Nbr poutres	7	m
Epaisseur dalle	0.25	m
Largeur dalle	11.34	m

Poids propre d'une poutre	835.125	KN
Poids propre d'une entretoise	142.2	KN
Poids de la dalle	2835	KN
Poids trottoirs + corniches	305.5	KN
Poids du revêtement	800	KN
Poids des glissières et du garde corps	80	KN

G_{Total} =	90277.30	KN
----------------------------	----------	----

- Réaction des appuis au niveau de la pile et la culée

Charge	Culée	Pile
Rg	5004.29	10008.58
R(Al)	1743.16	2348.53
Rbc	1497.58	1607.73
Rmc120	1075.31	1137.37
Rd240	1827.69	2147.69
RST	25.5	21.93

2. Calcul sismiques /selon RPOA

- Composante longitudinale

- Détermination de la raideur long de la structure

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	8.98	1.50	0.25	3	101.87
P2	9.73	1.50	0.25	3	80.08
P3	9.43	1.50	0.25	3	87.97

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

P4	9.00	1.50	0.25	3	101.19
P5	8.26	1.50	0.25	3	130.90
P6	9.23	1.50	0.25	3	93.81
P7	10.66	1.50	0.25	3	60.90
P8	13.03	1.50	0.25	3	33.35
Ka-app =	3.44	MN/m			

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{app} (MN/m)
P1	101.87	3.44	14	32.68
P2	80.08	3.44	14	30.05
P3	87.97	3.44	14	31.10
P4	101.19	3.44	14	32.61
P5	130.90	3.44	14	35.18
P6	93.81	3.44	14	31.80
P7	60.90	3.44	14	26.88
P8	33.35	3.44	14	19.69

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_{app}
	(MN/m)		(MN/m)
C1	3.44	7	24.05
C2	3.44	7	2405

Klong =	288.10	(MN/m)
---------	---------------	--------

➤ Détermination des actions longitudinales

- Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (ouvrage très important)
- Zone sismique classée (Zone IIa)

D'où A : coefficient d'accélération de zone soit : $A = 0.2$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

$$S_a = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \cdot (1 + (T/T_1) \cdot (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (3T_2/T^2) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone soit $A = 0.2$

S : coefficient de site $S = 1.10$

T₁ et **T₂** : période caractéristique associées a la catégorie du site soit,

T₁ = 0.15 s et **T₂** = 0.40 s

η : facteur de correction d'amortissement soit : $\eta = 1$

- **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée**

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad T = 1.11 \text{ s}$$

- **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

On a : $T_2 = 0.40 < T = 1.11 < 3\text{s}$

Don S_a et donnée par la 3^{ème} branche

$S_a =$	$2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T)$
$S_a =$	1.94 m/s ²

- **Effort total**

$$F_{long} = MxSa$$

Flong =	17517.51 KN
----------------	--------------------

- **Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} x Sa$$

dlong =	0.061 m
----------------	----------------

- **Réparation des efforts**

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
C1	24,05	288,10	17517,5	1462,6	0,000
P1	32,68	288,10	17517,5	1986,9	0,020
P2	30,05	288,10	17517,5	1827,4	0,023
P3	31,10	288,10	17517,5	1891,0	0,021
P4	32,61	288,10	17517,5	1982,6	0,020
P5	35,18	288,10	17517,5	2139,0	0,016
P6	31,80	288,10	17517,5	1933,6	0,021
P7	26,88	288,10	17517,5	1634,2	0,027
P8	19,69	288,10	17517,5	1197,5	0,036
C2	24,05	288,10	17517,5	1462,6	0,000

- **Composante transversale**

- **Détermination de la raideur transversale de la structure :**

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
C1	24,05	432,11	21453,5	1194,3	0,000
P1	48,03	432,11	21453,5	2384,6	0,00008
P2	48,01	432,11	21453,5	2383,5	0,00010
P3	48,02	432,11	21453,5	2384,0	0,00009
P4	48,03	432,11	21453,5	2384,6	0,00008
P5	48,05	432,11	21453,5	2385,5	0,00006
P6	48,02	432,11	21453,5	2384,3	0,00009
P7	47,98	432,11	21453,5	2382,0	0,00014
P8	47,87	432,11	21453,5	2376,6	0,00025
C2	24,05	432,11	21453,5	1194,3	0,00000

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

- **Combinaison des efforts**

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1462,61	1.194,26	0	1.820,9	1.633,05	0,00
P1	1986,88	2.384,61	0	2.702,3	2.980,67	0,00
P2	1827,40	2.383,54	0	2.542,5	2.931,76	0,00
P3	1891,04	2.383,99	0	2.606,2	2.951,30	0,00
P4	1982,62	2.384,58	0	2.698,0	2.979,37	0,00
P5	2139,04	2.385,47	0	2.854,7	3.027,19	0,00
P6	1933,62	2.384,27	0	2.648,9	2.964,36	0,00
P7	1634,19	2.381,97	0	2.348,8	2.872,23	0,00
P8	1197,51	2.376,59	0	1.910,5	2.735,84	0,00
C2	1462,61	1.194,26	0	1.820,9	1.633,05	0,00

3. Etude sismique se la pile

- **Evaluation des efforts**

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	2601,00	/	0,00	0,85	0,00	/
Fûts	1728,27	/	0,00	8,22	0,00	/
Chevetre	1216,22	/	0,00	15,57	0,00	/
G Tablier	10008,58	/	0,00	16,39	0,00	/
Hf+r	/	193,49	/	16,39	/	3171,28
HT°	/	174,14	/	16,39	/	2854,15
Somme	15554,06	367,63	/	/	0,00	6025,43
(Al)	2348,53	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1607,73	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,37	/	0,00	/	0,00	/
D240	2147,69	/	0,00	/	0,00	/
ST	21,93	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	81,72	/	16,39	/	1339,45
Bc	/	180,00	/	16,39	/	2950,20

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

- Détermination des efforts sismiques

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2,48	0,00	0,00	2,48	0,75	0,75
V_T (MN)	0,00	2,84	0,00	0,85	2,84	0,85
M_L	26,98	0,00	0,00	26,98	8,09	8,09
M_T	0,00	36,00	0,00	10,80	36,00	10,80
N (MN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Détermination du nombre de pieux

$R_{min} =$	$(N/n) - \{M_{yi} / S_{yi}^2\}$	
$R_{max} =$	$(N/n) + \{M_{yi} / S_{yi}^2\}$	
$n =$	6	
$y_1 =$	1.8	Nbre de pieux par file1 = 3
$y_2 =$	0.0	Nbre de pieux par file2 = 0
$y_2 =$	-1.8	Nbre de pieux par file3 = 3

- Détermination des réactions

A l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R_1	2ème file R_2
G	15554,06	297,97	4883,77	0,00	4883,77	2140,14	3044,54
G+1.2A1+ST	18394,23	396,04	6491,11	0,00	6491,11	2464,68	3666,73
G+1.2Bc+ST	17505,26	513,97	10031,35	0,00	10031,35	1988,72	3846,37
G+Mc120	16691,43	297,97	4883,77	0,00	4883,77	2329,70	3234,11
G+D240	17701,75	297,97	4883,77	0,00	4883,77	2498,09	3402,49

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

A PELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R ₁	2ème file R ₂
1,35G	20997,98	417,94	6849,97	0,00	6849,97	2865,41	4133,92
1.35G+1.6Al+1.6ST	24790,72	548,69	8993,08	0,00	8993,08	3299,09	4964,48
1.35G+1.6BC+1.6ST	23605,43	705,94	11570,29	0,00	11570,29	2862,92	5005,56
1.36G+1.35Mc120	23897,36	417,94	6849,97	0,00	6849,97	3348,64	4617,15
1.35G+1.35D240	21027,58	417,94	6849,97	0,00	6849,97	2870,34	4138,85

- Etude de fut

Géométrie

	H(m)	B(m)	L(m)
Chevêtre	1.65	2.6	11.34

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	13.04	3	1.50

Désig	N (KN)	H (KN)	I_{FV}/o (x/o)	$I_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Fûts	1728,27	/	0,00	6,52	0,00	
Chevetre	1216,22	/	0,00	13,87	0,00	
G Tablier	10008,58	/	0,00	14,69	0,00	
Hf+r	/	193,49	/	14,69		2842,35
HT°	/	174,14	/	14,69		2558,11
Somme	12953,06	367,63	/	/	0,00	5400,46
(Al)	2348,53	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1607,73	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,37	/	0,00	/	0,00	/
D240	2147,69	/	0,00	/	0,00	/
ST	21,93	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	81,72	/	14,69	/	1200,52
Bc	/	180,00	/	14,69	/	2644,20

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

Combinaison à ELS

	N	H	MH	MV	M
G	12953,06	297,97	4377,22	0,00	4377,22
G+1.2AI+ST	15793,23	396,04	5817,84	0,00	5817,84
G+1.2Bc+ST	14904,26	513,97	7550,26	0,00	7550,26
G+Mc120	14090,43	297,97	4377,22	0,00	4377,22
G+D240	15100,75	297,97	4377,22	0,00	4377,22

Combinaison à ELU	N	H	MH	MV	M
1,35G	17486,63	417,94	6139,48	0,00	6139,48
1.35G+1.6AI+1.6ST	21279,37	548,69	8060,30	0,00	8060,30
1.35G+1.6BC+1.6ST	20094,08	705,94	10370,20	0,00	10370,20
1.36G+1.35Mc120	19022,09	417,94	6139,48	0,00	6139,48
1.35G+1.35D240	20386,01	417,94	6139,48	0,00	6139,48

4. Etude statique de la culée

- Evaluation des efforts

Etude de la stabilité

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	2942.70	/	0.00	0.85	0.00	/
Mur F	2188.34	/	0.15	4.18	328.25	/
DDT	159.60	/	2.94	8.18	469.22	/
Mur en R	927.23	/	3.39	6.49	3143.29	/
Corbeau	80.18	/	1.10	7.77	88.19	/
MGG	246.65	/	0.75	7.92	184.98	/
Poids des Terres Amot	3163.38	/	2.21	5.67	6991.08	/
Poussée des terres	/	2900.93	/	3.07	/	8896.20
Poussée Sur 10kN/m ²	/	324.55	/	4.60	/	1492.92

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

- Efforts dus au tablier

Rg	5004.29	/	-0.07	/	-350.30	/
R(Al)	1743.16	/	-0.07	/	-122.02	/
Rbc	1497.58	/	-0.07	/	-104.83	/
RMc120	1075.31	/	-0.07	/	-75.27	/
RD240	1827.69	/	-0.07	/	-127.94	/
RST	25.50	/	-0.07	/	-1.79	/
Hf+r	/	96.74	/	-6.68	/	-646.25
HT°	/	87.07	/	-6.68	/	-581.63
Frein Al	/	61.82	/	-6.68	/	-412.96
Frein Bc	/	150.00	/	-6.68	/	-1002.00

Combinaison à ELS

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	14712,35	3049,92	7900,97	10854,72	18755,69
G++0.6T+1.2Q	14712,35	3439,38	9692,48	11083,00	20775,48
G+0.6T+1.2A(l)+ST	16829,65	3124,11	7405,41	11083,00	18488,42
G+0.6T+1.2Bc+ST	16534,95	3229,921	6698,57	11083,00	17781,57
G+0.6T+Mc120	15787,66	3049,92	7900,97	11083,00	18983,97
G+0.6T+D240	16540,05	3049,92	7900,97	11083,00	18983,97

Combinaison à ELU

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	19861,68	4125,23	10613,96	14653,88	25267,84
1.35G++0.9T+1.6Q	19861,68	4644,51	13002,64	14653,88	27656,52
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	29643,12	4224,14	9953,22	14455,79	24409,01
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	29250,19	4365,23	9010,76	14483,29	23494,06
1.35G+0.9T+1.35Mc120	28264,93	4125,23	10613,96	14552,26	25166,22
1.35G+0.9T+1.35D240	29280,65	4125,23	10613,96	14481,16	25095,12

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

- Action des pieux

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
G+0.6T	4188,70	2452,06	715,42
G++0.6T+1.2Q	4375,71	2452,06	528,40
G+0.6T+1.2A(l)+ST	4516,83	2804,94	1093,05
G+0.6T+1.2Bc+ST	4402,27	2755,82	1109,38
G+0.6T+Mc120	4389,05	2631,28	873,50
G+0.6T+D240	4514,45	2756,67	998,90

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
1.35G+0.9T	5649,89	3310,28	970,66
1.35G++0.9T+1.6Q	5871,07	3310,28	749,49
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	7200,61	4940,52	2680,43
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	7050,41	4875,03	2699,66
1.35G+0.9T+1.35Mc120	7041,03	4710,82	2380,62
1.35G+0.9T+1.35D240	7203,73	4880,11	2556,49

Etude du Mur frontal

- Evaluation des efforts

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2188.3365	0	0	2.49	0	0
DDT	159.6	0	0.98	6.48	156.408	0
Corbeau	927.225	0	0.94	6.08	871.5915	0
MGG	80.175	0	0.6	6.23	48.105	0
Poids des Terres Amot	246.645	0	0.98	6.48	241.7121	0
Poussée des terres	3163.3848	1776.386	0	-2.49	0	-4429.123
Poussée Sur 10kN/m ²	0	263.872	0	-3.74	0	-986.8811

ANNEXE B. TABLEAUX EXCEL

• Efforts dus au tablier

Rg	5004.29	/	-0.22	/	1100.94	/
R(AI)	1743.16	/	-0.22	/	-122.02	/
Rbc	1497.58	/	-0.22	/	-104.83	/
RMc120	1075.31	/	-0.22	/	-75.27	/
RD240	1827.69	/	-0.22	/	-127.94	/
RST	25.50	/	-0.22	/	-1.79	/
Hf+r	/	193.49	/	-4.98	/	-646.25
HT°	/	87.07	/	-4.98	/	-581.63
Frein AI	/	61.82	/	-4.98	/	-412.96
Frein Bc	/	150.00	/	-4.98	/	-1002.00

Combinaison à ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	6765,37	1925,37	-5424,35	2418,76	-3005,59
G++0.6T+1.2Q	6765,37	2242,02	-6608,61	2177,05	-4431,56
G+0.6T+1.2A(I)+ST	8882,66	1999,56	-5919,91	2270,19	-3649,71
G+0.6T+1.2Bc+ST	8587,96	2105,372	-6626,75	2290,82	-4335,93
G+0.6T+Mc120	7840,68	1925,37	-5424,35	2343,49	-3080,86
G+0.6T+D240	8593,06	1925,37	-5424,35	2290,82	-3133,53

Combinaison à ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	Δ M (KN.m)
1.35G+0.9T	11285,49	2607,09	-7375,22	3265,33	-4109,89
1.35G++0.9T+1.6Q	11285,49	3029,28	-8954,23	3265,33	-5688,90
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	14115,35	2706,00	-8035,96	3067,24	-4968,73
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	13722,42	2706,00	-8978,42	3094,74	-5883,68
1.35G+0.9T+1.35Mc120	12737,16	2607,09	-7375,22	3163,71	-4211,51
1.35G+0.9T+1.35D240	13752,88	2607,09	-7375,22	3092,61	-4282,61

ANNEX C :
EVALUATION DES
SECTIONS D'ACIER

ENSTP 2021/2022

FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

• FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

Calcul de la Section en Flexion Simple

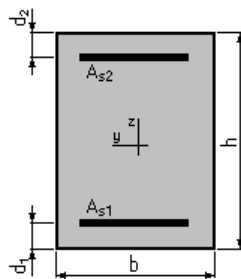
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	31,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,39$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{max} = 31,89$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 5,7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 18,1$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,1$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 228,6$	(MPa)		

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$$

• FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE)

Calcul de la Section en Flexion Simple

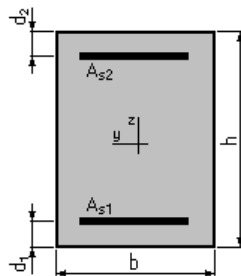
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	37,75	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,46 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 37,75$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 6,2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 17,9$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,8$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE

• FERRAILLAGE DES FUTS

Calcul de la Section en Flexion Déviée Composée

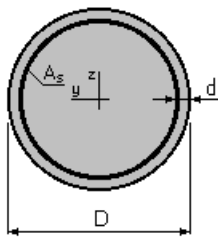
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 150,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	6698,03	3456,73	0,00
2.	ELS	4968,09	2516,75	0,00

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 176,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s_{\min}} = 176,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s_{\max}} = 883,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 6698,03 \text{ (kN)}$** **$M_y = 3456,73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,14 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 93,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 96,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,74 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 348,2 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **$N = 4968,09 \text{ (kN)}$** **$M_y = 2516,75 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,81

Position de l'axe neutre: $y = 93,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 101,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 65,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 119,7 \text{ (MPa)}$

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

• FERRAILLAGE DU CHEVETRE

FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

Calcul de la Section en Flexion Simple

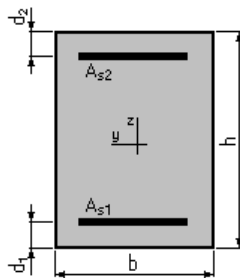
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 260,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	2211,62	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 71,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 41,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,17 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 2211,62 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 32,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 149,2 \text{ (cm)}$	

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 24,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE)

Calcul de la Section en Flexion Simple

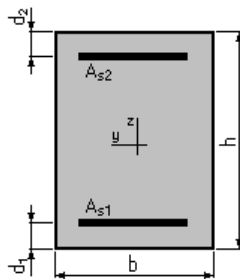
1. Hypothèses:

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

2. Section:



$b = 260,0$ (cm)

$h = 165,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	587,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 41,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 41,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 587,41$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,22
Position de l'axe neutre: $y = 25,4$ (cm)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Bras de levier: $Z = 151,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 6,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

ETUDE DE LA CULEE

• MUR FRONTAL

Calcul de la Section en Flexion Déviée Composée

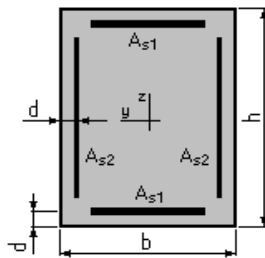
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 155,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1210,09	595,78	0,00
2.	ELS	596,59	447,78	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Section minimum $A_{s\min} = 31,0$ (cm²) Section maximum $A_{s\max} = 775,0$ (cm²)
théorique $\rho = 0,20$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1210,09 (kN)** **M_y = 595,78 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8,75 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 93,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 112,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,13$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 425,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 596,59 (kN)** **M_y = 447,78 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,19

Position de l'axe neutre: $y = 59,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 130,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 8,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 20,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

- **MUR GARDE GREVE**

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

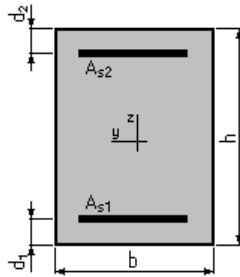
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	169,53	0,00
Etat Limite de Service	126,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,80 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 169,53$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,62		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 26,3$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,87$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

- CORBEAU

Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

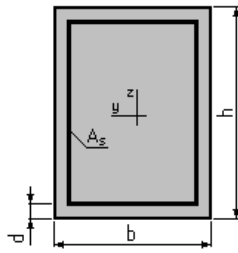
Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	102,96
Etat Limite de Service	76,56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3500,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3234,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 357291,7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2916666,7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 10,1$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 29,7$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,68$		N_u (béton seul)	$= 4045,47$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Acier:

Section théorique $A_s = 10,8$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 10,8$ (cm²)
 Section maximum $A_{s\ max} = 175,0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,46$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,31$ (%)
 maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

- MUR EN RETOUR

LE FERRAILLEGE HORIZONTAL

- coté extérieur

Calcul de la Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

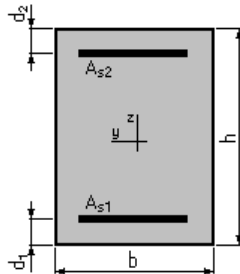
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 65,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	105,06	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 6,0$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,15$ (%)		
	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 105,06$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 11,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 56,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 17,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 201,6$ (MPa)

- coté remblai

Calcul de la Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

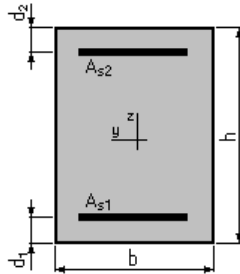
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	257,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,39 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 257,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 54,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 201,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$

LE FERRAILLAGE VERTICAL

- Coté extérieur

Calcul de la Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

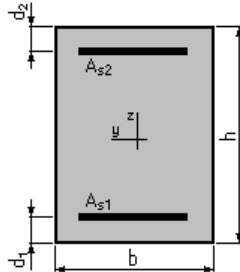
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 65,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	80,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 6,0$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,12$ (%)		
	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 80,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 56,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 13,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 201,6$ (MPa)

– Coté remblai

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

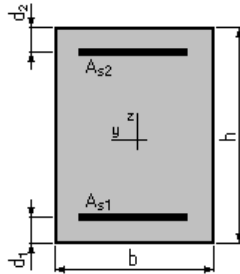
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	180,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,27 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 180,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 55,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 201,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$

• DALLE DE TRANSITION

Calcul de la Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

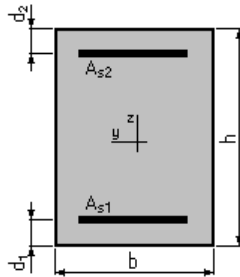
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	102,96	0,00
Etat Limite de Service	76,56	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 2,8$ (cm ²)		
	$\rho = 0,69$ (%)		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 102,96$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 6,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9,70$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 76,56$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

ETUDE DES PIEUX

• Cas de la pile

Calcul de la Section en Flexion Déviée Composée

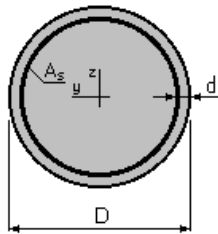
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	1802,50	341,33	0,00
2.	ELU	2610,69	466,37	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 1802,50 (kN)** **M_y = 341,33 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,25

Position de l'axe neutre: $y = 109,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 67,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 41,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 2610,69 (kN)** **M_y = 466,37 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,37 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 99,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,36$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 72,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

- **Cas de la culée**

Calcul de la Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

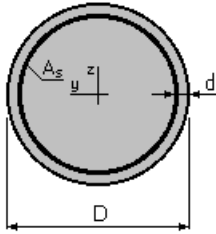
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2381,66	2898,84	0,00
2.	ELS	1636,76	2146,68	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 261,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 2,31 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU $N = 2381,66 \text{ (kN)}$ $M_y = 2898,84 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,86 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 55,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 88,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,71 \text{ (\%)}_0$

ANNEXE C. EVALUATION DES SECTIONS D'ACIER

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 1636,76 (kN)** **M_y = 2146,68 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 52,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 153,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

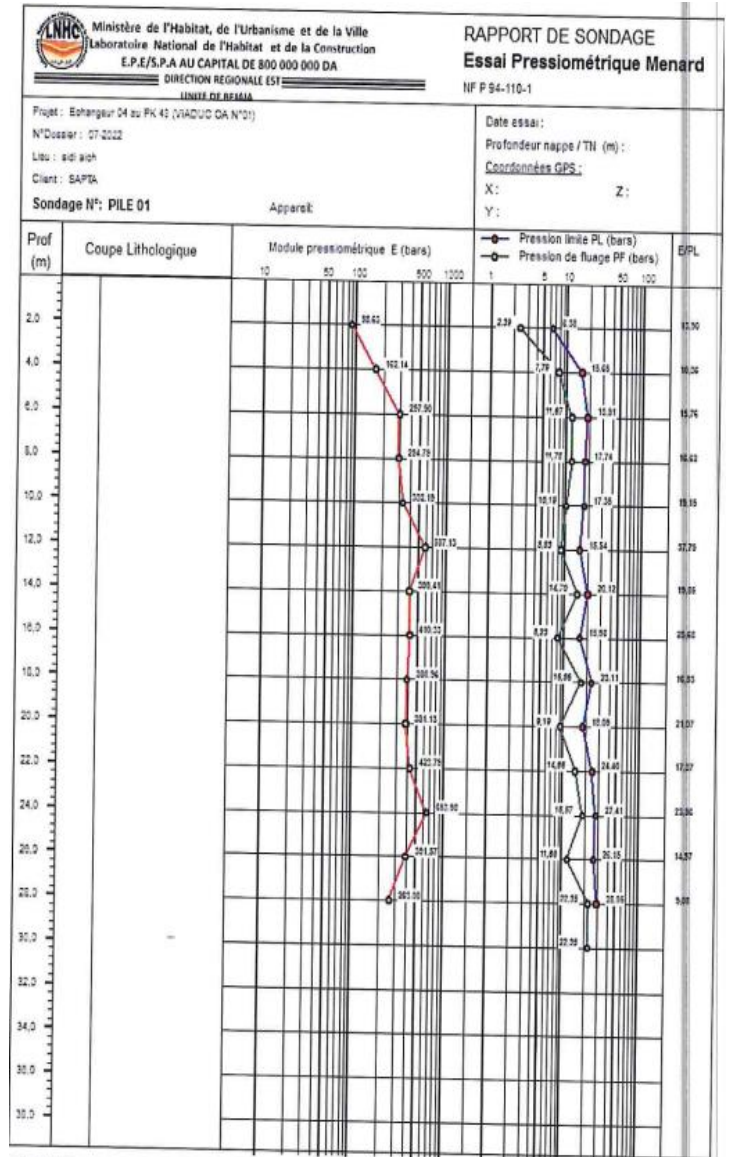
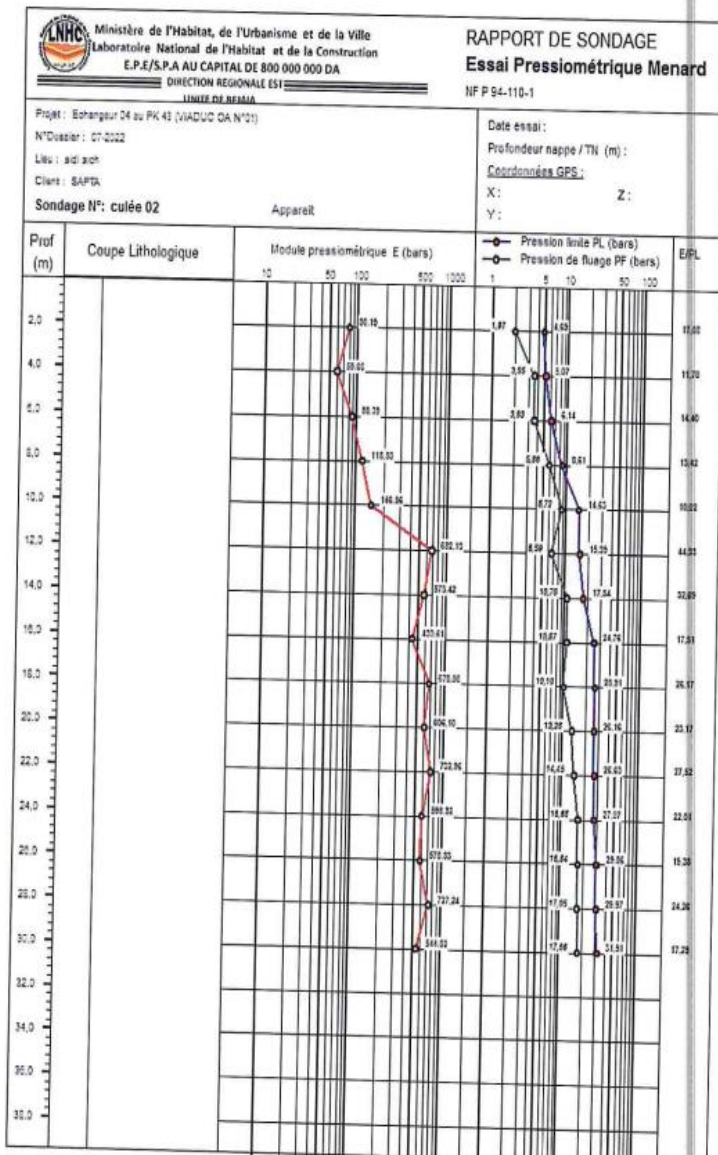
ANNEXE D :
RAPPORT
GEOTECHNIQUE

ANNEXE D. RAPPORT GEOTECHNIQUE

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50										
0.00	0.00											1ère végétale	
1.50	1.50											Limons sableux moyennement fins couleur sombre avec présence matières organique.	
3.00	3.00											Schistes argileuses, graveleuses, peut mameuses de couleur grisâtre moyennement compactes à compactes.	
10.00	10.00											Alluvions moyens à grossiers composés d'argiles, Limons, sables grossiers, graviers et galets.	
27.00	27.00											Alluvions enrobé dans une matrice argileuse.	
30.00	30.00											Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
34.00	34.00												

REMARQUES :		TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
		CP: Carottier pneu TM: Tube à sable moule RS: Tube à pression fixe CR: Tube carottier	AG: Analyse granulométrique B: Béton armé L: Limite d'atmosphère (m) W: Teneur en eau Wp: Plasticité limite (de Sh) Ad: Analyse chimique CG: Classification couleur TR: Classification Triaxial Rc: Résistance à la compression CSD: Essai œdométrique Su: Settlement test R: Retraite et gonflement
Préparé par :	Validé par :	18/05/2022	Page: 1 de 1

ANNEXE D. RAPPORT GEOTECHNIQUE



ANNEXE D. RAPPORT GEOTECHNIQUE



Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
 Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction
 E.P.E.S.P.A AU CAPITAL DE 800.000.000 DA
 Direction Régionale Est
 UNITÉ DE BEJAIA

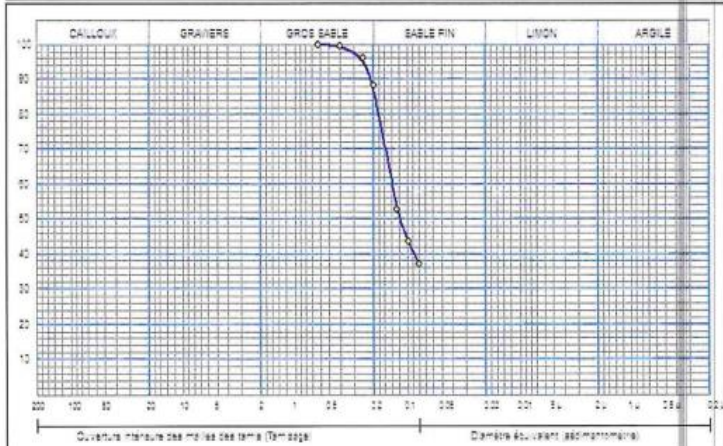
RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

N° P 94-056 / N° P 94-057

Client : N° Projet : 07-22-4
 Projet : ECHANGEUR 04 PK 43 VIADUC OA N 01
 Endroit : SIDI AICH

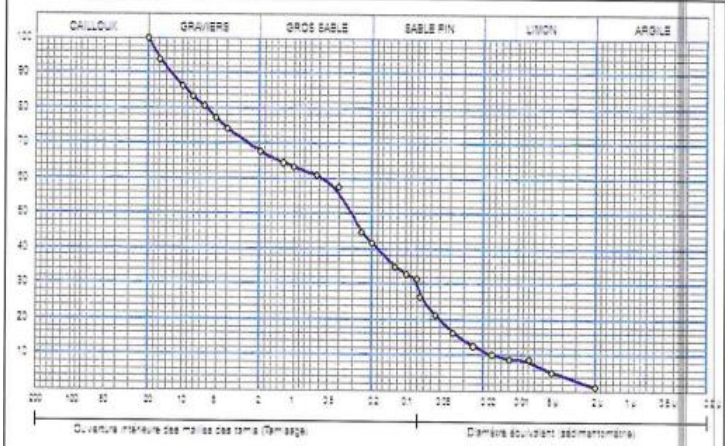
Sondage n° : 02 Sondage : 02 : 0.00/1.20
 Profondeur : 0.00/1.20
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essai : 30/03/22



Analyse Granulométrique		Analyse isométrique	
Taille (mm)	Teneur (%)	Diamètre équivalent	Teneur (%)
2.00	100.00		
0.40	99.00		
0.25	98.20		
0.20	98.00		
0.15	95.00		
0.10	48.00		
0.075	37.00		

Client : N° Projet : 07-22-4
 Projet : ECHANGEUR 04 PK 43 VIADUC OA N 01
 Endroit : SIDI AICH

Sondage n° : 02 Sondage : 02 : 02.00 - 04.00
 Profondeur : 02.00 - 04.00
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essai : 30/03/22



Analyse Granulométrique		Analyse isométrique	
Taille (mm)	Teneur (%)	Diamètre équivalent	Teneur (%)
20.00	100.00	70.00 µm	28.00
10.00	94.00	50.00 µm	21.47
10.00	90.40	50.00 µm	18.40
5.00	83.40	25.00 µm	12.80
3.00	80.00	17.00 µm	10.07
2.00	77.40	12.00 µm	8.00
1.00	74.40	5.00 µm	5.00
0.75	67.00	5.00 µm	5.14
0.40	54.00	2.00 µm	1.04
0.25	48.00		
0.20	47.00		

Essai	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc
○	0.64	0.30	0.075	0.80	0.67

ANNEXE D. RAPPORT GEOTECHNIQUE

