

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 des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V71.0
DU PK 70+902 AU PK 71+224
LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT
DJEN DJEN À L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

BOUGUERRA Moutia

Encadré par :

Dr ZOURGUI Hemaidi Nadjib

Promotion 2022/2023

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'ou bout dans ce modeste travail.

*Un grand merci s'adresse particulièrement à ma famille qui m'a soutenu pour réaliser mes études et qui m'a toujours encouragé.
Je tiens à remercier mon encadreur **Dr ZOURGUI HEMAIDI NADJIB** pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés.*

*Je m'adresse aussi mes cordiaux et mes sincères remerciements à l'ingénieur de MAPA **KHABABA Khaled** qui a fait preuve d'une grande disponibilité à moi durant tous mon stage.*

*Je remercie mon ami et guide, l'ingénieur monsieur **BABAKHOUYA Youcef** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de mon travail.*

*Mes remerciements et toutes les appréciations s'adressent à notre chef de service **Mme. BOURBIA AMINA** pour son investissement total pour l'école.*

Je tiens à remercier tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

MOUTIA

Dédicace

*Avant tous nous remercions le dieu tout puissant de m'avoir
donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.*

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un
soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais
exprimer seulement par des mots. Que dieu vous protège et
vous garde pour nous.*

*À mes chers sœurs Jihane et Rachad pour leur appui et leur
encouragement,*

*À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon
parcours universitaire.*

À tous mes amis d'ENSTP promotion 2023.

*À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de
près à la réalisation de ce mémoire.*

À vous...Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

MOUTIA

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر يحمل اسم "ج 71.0"، والذي يوجد في النقطة الكيلومترية 70+902. يعتبر هذا الجسر جزءاً من مشروع إنشاء الطريق السريع الذي يربط سطيف بجيجل. نبدأ هذا العمل ببحث بليوغرافي حول خصائص التربة. بعد ذلك، ننتقل إلى التصميم العام للمشروع حيث نقدم ثلاثة اقتراحات ممكنة، وباستنادنا إلى معايير التصميم المعتمدة من قبل مكاتب الدراسات، نحدد الاقتراح الأكثر ملائمة. ثم نقوم بدراسة عناصر الجسر المختلفة وهي كالتالي: تقييم الأحمال، دراسة الخرسانة تحت الإجهاد، دراسة عناصر سطح الجسر. وفي النهاية، نقوم بتصميم ودراسة الأجزاء السفلية للجسر، مثل المتكآت والدعائم تم انشاء نموذج الجسر بواسطة

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014

الكلمات المفتاحية : جسر, الإجهاد المسبق, الروافد, البنية التحتية

Résumé :

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc V71.0 qui se situe au PK 70+902 , l'ouvrage fait partie du projet de la réalisation d'une autoroute qui relie Sétif a Jijel. Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur la liquéfaction des sols. Nous avons dressé par la suite à la conception générale dans laquelle on a proposé trois variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges l'étude de la précontrainte- l'étude des éléments du tablier, enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles et les culées.

La modélisation a été établie par le logiciel :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019

Mots clés: viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure

Abstract :

This work involves the design and study of the bridge B71.0, located at PK 70+902, as part of a highway project connecting Setif and Jijel. Initially, a general approach was developed, which

included proposing three different variants. The most favorable variant was then chosen based on a multicriteria analysis. The detailed dimensioning of the chosen variant was carried out, including load evaluation, analysis of prestressing, and examination of deck elements. Lastly, the design and study of the infrastructure components, such as piers and abutments, were conducted. The software was utilized for modularization purposes.

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014

Key words: bridge, the prestressing, beams, infrastructure

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1.INTRODUCTION	4
I.2.CLASSIFICATION DES PONTS.....	4
I.2.1. Classification selon la voie portée.....	5
I.2.2. Classification selon la structure.....	5
I.2.1.1. Ponts voutées.....	5
I.2.1.2. Ponts a poutre.....	6
I.2.3. Classification selon la nature.....	18
I.2.3.1. Ponts fixes.....	18
I.2.3.2. Ponts mobiles.....	18
I.2.3.3. Ponts provisoires.....	19
I.2.4. Classification selon la brèche franchie.....	19
I.2.4.1. Viaduc.....	19
I.2.4.2. Nature de la brèche.....	19
I.3.Gamme de portées selon le type.....	19
CHAPITRE II PRESENTATION DE PROJET.....	20
II.1 INTRODUCTION	21
II.2 PRESENTATION DE PROJET	21
II.2.1 Obstacles à Franchir	22
II.2.2 Objectif du projet.....	22
II.3 LES DONNEES DE PROJET	22
II.3.1 Les données fonctionnelles.....	22
II.3.2 Les données naturelles.....	24
CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT.....	29
III.1 INTRODUCTION	30
III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	31
III.2.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	31
III.2.2 Variante 2 : « Pont mixte bipoutre »	34
III.2.3 Variante 3 : « Pont voussoirs ».....	37
III.3 ANALYSE MULTICRITERE.....	40
III.3.1 Analyse des variantes	40

III.4 Conclusion	42
IV CHAPITRE IV CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL	43
IV.1 INTRODUCTION	44
IV.2 Normes.....	44
IV.3 Matériaux	44
IV.3.1 Béton.....	44
IV.3.2 Armatures	45
IV.4 Contraintes admissibles.....	46
IV.4.1 Béton.....	46
IV.4.2 Aciers.....	47
IV.5 EVALUATION DES ACTIONS.....	47
IV.5.1 Evaluation des actions hors trafic	47
IV.5.2 Evaluation des actions dues au trafic.....	48
IV.6 MODELISATION	56
IV.6.1 Résultats.....	57
IV.7 CONCLUSION.....	58
V CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	59
V.1 INTRODUCTION	60
V.2 PROCEDES DE PRECONTRAINTE.....	60
V.2.1 Procédé par post tension	60
V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTTE	61
V.3.1 Valeur minimale de la précontrainte.....	61
V.3.2 Détermination nombre de câble.....	62
V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES	63
V.5 POSITION DES CABLES.....	64
V.5.1 Tracé des câbles.....	66
V.5.2 Angle de relevage α	66
V.6 CALCUL DES PERTES.....	68
V.6.1 Les pertes de tension instantanées.....	68
V.6.2 Les pertes de tension déferées	70
V.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS.....	72
V.7.1 Effort de précontrainte.....	73
V.7.2 Justification des contraintes normales.....	74

V.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS	74
V.9 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU.....	75
V.10 Section des armatures transversales.....	76
V.11 FERRAILLAGE DE LA POUTRE	76
V.11.1 Les armatures de la zone tendues.....	76
V.11.2 Les armatures de peau	77
V.12 CONCLUSION	77
VI CHAPITRE VI ETUDE DE L'HOUDIS.....	78
VI.1 INTRODUCTION	79
VI.2 Vérification de la flèche.....	79
VI.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre	79
VI.2.2 Contre flèche de précontrainte.....	79
VI.2.3 Flèche maximale à ELS.....	80
VI.2.4 Flèche totale.....	80
VI.3 ETUDE DE L'HOUDIS.....	80
VI.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale.....	80
VI.3.2 Ferrailage de la dalle.....	81
VI.4 CONCLUSION.....	82
VII CHAPITRE VII ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT	83
VII.1 INTRODUCTION.....	84
VII.2 APPAREIL D'APPUI.....	84
VII.2.1 Aire de l'appareil d'appui	85
VII.2.2 L'épaisseur de l'appareil d'appui T.....	85
VII.2.3 Dimensionnement des frettes.....	85
VII.3 ETUDE SISMIQUE.....	86
VII.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	86
VII.3.2 Méthode de calcul.....	86
VII.3.3 Analyse monomodale spectrale	73
VII.4 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008.....	94
VII.4.1 Résistance à la compression	94
VII.4.2 Sécurité au flambement	94
VII.4.3 Limitation de la distorsion.....	95
VII.4.4 Condition de non-glissement.....	96

VII.5 DES D'APPUIS	96
VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile.....	96
VII.5.2 Ferrailage des dés d'appuis	97
VII.6 AUTRES EQUIPEMENTS.....	97
VII.6.1 Joint de chaussée.....	98
VII.6.2 L'assainissement d'un pont	99
VII.6.3 Les corniches.....	99
VII.7 CONCLUSION	100
VIII CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	101
VIII.1 INTRODUCTION.....	102
VIII.2 ETUDE DE LA PILE	102
VIII.2.1 Conception de la pile.....	102
VIII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	103
VIII.2.3 Combinaisons des efforts.....	103
VIII.2.4 Ferrailage de la pile.....	104
VIII.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE	107
VIII.3.1 Etude de la semelle	107
VIII.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile	107
VIII.3.3 Nombre des pieux	108
VIII.3.4 Effort revenant à chaque pieu	108
VIII.3.5 Ferrailage de la semelle	109
VIII.3.6 Etude des pieux	110
VIII.4 ETUDE DE LA CULEE	111
VIII.4.1 Les divers types de la culée.....	111
VIII.4.2 Pré dimensionnement de la culée.....	112
VIII.4.3 Vérification de la stabilité de la culée	113
VIII.4.4 Ferrailage des éléments de la culée.....	115
VIII.5 CONCLUSION	119
CONCLUSION GENERALE.....	120
BIBLIOGRAPHIE	
ANNAXES A	
ANNAXE B	
ANNAXE C	
ANNAXE D	

Liste des Figures

Chapitre II

Figure II.1. Image satellitaire de la pénétrante	21
Figure II.2. Emplacement du Viaduc 71.0.....	22
Figure II.3. Tracé en plan V71.0	23
Figure II.4. Profil en long V71.0	23
Figure II.5. Profil en travers type V71.0	24
Figure II.6. Vue aérienne	24
Figure II.7. Carte de zonage sismique du territoire National- RPOA2008.	25
Figure II.8. Carte géologique de la région.....	27

Chapitre III

Figure III. 1 Pont à poutres précontrainte par post tension (VIPP).....	31
Figure III. 2 Notation des dimensions.....	32
Figure III. 3 Section de la poutre métallique.....	35
Figure III. 4 Notation des dimensions.	38

Chapitre IV

Figure IV.1 Système de charge Bc.	51
Figure IV.2 Système de charge Bt	52
Figure IV.3 Système de charge Br	53
Figure IV.4 Convoi Mc120.	54
Figure IV.5 Convoi D240.	54
Figure IV.6 Moment maximal à l'ELS.....	56
Figure IV.7 Modèle de calcul pont à poutre.	57
Figure IV.8 Effort tranchant maximal à l'ELS	58
Figure IV.9 Moment maximal à l'ELU	58
Figure IV.10 Effort tranchant maximal à l'ELU	58

Chapitre V

Figure V. 1 Vérification de la contrainte.	63
Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte	64
Figure V. 3 Caractéristiques des plaques d'ancrage.	65
Figure V.4 position des câbles-section d'about	66
Figure V.5 position des câbles-section médiane	66
Figure V. 6 Tracé des câbles	67
Figure V.7 Ferrailage de la poutre	77

Chapitre VI

Figure VI.1 Flèche due au poids propre	79
Figure VI.2 Contre flèche de précontrainte	79
Figure VI.3 La flèche maximale du tablier en service.	80
Figure VI.4 La modélisation de l'hourdis.	80
Figure VI. 5 Diagramme des moments max à l'ELU.	81
Figure VI. 6 Diagramme des moments max à l'ELS.....	81
Figure VI. 7 Ferrailage de la dalle.....	82

Chapitre VII

Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.	84
Figure VII.2 Séisme longitudinale.	90
Figure VII.3 Séisme transversal.	92
Figure VII.4 modèles du type Wd.	99
Figure VII.5 Joint du type Wd.	99
Figure VII.6 Dimensions de la corniche préfabriquée	100

Chapitre VIII

Figure VIII. 1 Conception de la pile.....	102
Figure VIII. 2 Ferrailages des fûts.	104
Figure VIII. 3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)$	105
Figure VIII. 4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$	105
Figure VIII. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)$	105
Figure VIII. 6 Effort tranchant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$	106
Figure VIII. 7 Dimensionnement a la torsion.....	106
Figure VIII. 8 Ferrailage de chevêtre.....	107
Figure VIII. 9 Ferrailage de la semelle.	110
Figure VIII. 10 Ferrailage du pieu	111
Figure VIII. 11 Les éléments de la culée.....	112
Figure VIII. 12 Dimension de la culée.	113
Figure VIII. 13 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.	118
Figure VIII. 14 Ferrailage de la culée.	119

Listes des tableaux

Chapitre I

Tableau 1.1 Les ponts voutés	5
Tableau 1.2 Les ponts à poutres en béton armé	6
Tableau 1.3 Les ponts a poutres en béton précontraints.....	8
Tableau 1.4 Ponts à poutres mixtes acier/béton..	9
Tableau 1.5 Pont à poutre métallique.	10
Tableau 1.6 Les ponts en arc.....	11
Tableau 1.7 Les ponts suspendus	14
Tableau 1.8 Les ponts haubanés	16

Chapitre II

Tableau II. 1 classification des ponts	25
Tableau II. 2 Coefficient d'accélération de chaque zone (A)	25

Chapitre III

Tableau III. 1 Pré-dimensionnement de la variante 1.....	32
Tableau III.2. Pré-dimensionnement de bipoutre.....	34
Tableau III.3. Récapitulation de découpage des voussoirs.....	37
Tableau III.4. Les dimensions des différents composantes des voussoirs.	38
Tableau III.5. Avantage et inconvénients des trois variantes.....	40
Tableau III.6. Devis estimatif de chaque variante.....	41

Chapitre IV

Tableau IV. 1 Caractéristiques des câbles de précontrainte	45
Tableau IV. 2 Contraintes admissibles à la compression de béton.....	46
Tableau IV. 3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	47
Tableau IV. 4 Les compléments de charges permanentes CCP	47
Tableau IV. 5 Caractéristique géométrique d'une dalle.	48
Tableau IV. 6 Caractéristique géométrique d'une poutre.....	48
Tableau IV. 7 Poids des éléments du pont.....	48
Tableau IV. 8 Poids du tablier.....	48
Tableau IV. 9 Classe du pont..	49
Tableau IV. 10 Coefficient a_1	49
Tableau IV. 11 Valeur de $A(l)$	50
Tableau IV. 12 Valeur de bc	51
Tableau IV. 13 Les valeurs de Bc	51

Tableau IV. 14 les valeurs de b_t	52
Tableau IV. 15 Les valeurs de B_t	52
Tableau IV. 16 Les valeurs de δ	55
Tableau IV. 17 L'effort de freinage de système A.....	56
Tableau IV. 18 Combinaisons des charges à l'ELU.....	57
Tableau IV. 19 Combinaisons des charges à l'ELS.	57

Chapitre V

Tableau V. 1 Les caractéristiques géométriques des sections nettes.....	61
Tableau V. 2 Résultats de logiciel.....	61
Tableau V. 3 Caractéristiques des câbles.	62
Tableau V. 4 Caractéristiques des câbles.	62
Tableau V. 5 Résultats des contraintes.....	63
Tableau V. 6 Résultats de vérification des contraintes.....	64
Tableau V. 7 Position des câbles.....	65
Tableau V. 8 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	67
Tableau V. 9 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.....	67
Tableau V. 10 Les résultats de calcul des pertes par frottements.	68
Tableau V. 11 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.....	69
Tableau V. 12 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton.....	69
Tableau V. 13 Les résultats de calcul des pertes par retrait.....	70
Tableau V. 14 Les résultats de calcul des pertes par fluage.	71
Tableau V. 15 Les résultats de calcul des pertes par relaxation	71
Tableau V. 16 Caractéristiques des sections.....	72
Tableau V. 17 Contraintes Admissibles.	72
Tableau V. 18 Position de câble moyen.	73
Tableau V. 19 Caractéristique de chaque phase de vérification.....	73
Tableau V. 20 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.....	73
Tableau V. 21 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.....	74
Tableau V. 22 Les composantes de P.....	75

Chapitre VII

Tableau VII.1 Résultats de calcul des raideurs des fûts.....	88
Tableau VII.2 Résultats de calcul des rigidités des piles	89
Tableau VII.3 Résultats de calcul des rigidités des culées.....	89
Tableau VII.4 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....	91

Tableau VII.5 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.	93
Tableau VII.6 Combinaisons des composantes de l'action sismique.	94

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.	103
Tableau VIII.2 Combinaisons des efforts.....	103
Tableau VIII.3 Les dimensions de la semelle sous la pile..	107
Tableau VIII.4 Combinaisons des efforts.....	108
Tableau VIII.5 Les valeurs de R_{max} et de R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.	108
Tableau VIII.6 Tableau de WARNER..	110
Tableau VIII.7 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.	111
Tableau VIII.8 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.....	112
Tableau VIII.9 Evaluation des efforts dus au poids propre.....	113
Tableau VIII.10 Evaluations des efforts dus aux tabliers.....	114
Tableau VIII.11 Combinaisons des efforts maximales.....	114
Tableau VIII.12 Les valeurs de R_{max} et de R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables. ...	114
Tableau VIII.13 Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal.	115
Tableau VIII.14 Les efforts agissants sur la dalle de transition	115
Tableau VIII.15 Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.....	115
Tableau VIII.16 Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.....	116
Tableau VIII.17 Les valeurs de M_p/K	117
Tableau VIII.18 Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève..	117

LISTE DES ABRIVIATIONS

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

CP : charges permanentes.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée.

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

Fprg : Résistance ultime a garantie.

Fpeg : Résistance limite élastique a garantie.

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

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

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

G : module de cisaillement.

K : la Raideur.

Sa : Le spectre de réponse élastique.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

e : Espacement des armatures.

HT : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

E : Le module d'élasticité longitudinal.

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

$\Delta\sigma_{d\acute{e}f}$: La perte de tension déférée.

ΔP : la perte de tension.

τ : contrainte tangentielle.

As : la section des armatures.

T : la période.

λ : L'élancement.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les infrastructures de transport sont l'ensemble des installations fixes qu'il s'agisse de ponts, d'autoroutes, de lignes ferroviaires ou de métros ou encore de ports et d'aéroports.

Cet ensemble est nécessaire d'aménager pour permettre la circulation des véhicules et des personnes et plus généralement assurer le fonctionnement des systèmes de transport et le développement de l'économie.

Les projets d'infrastructure de transport doivent atteindre plusieurs objectifs Selon les règles générales de la politique de transport, ils doivent être à l'échelle mondiale respectez la sécurité, le confort, l'économie et la durabilité nécessaire pour limiter ou réduire divers effets négatifs : accidents, Risques, pollution, consommation d'énergie.

Un **pont** est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus de cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

Concevoir un pont, c'est essentiellement savoir dessiner un pont à la manière d'un architecte, imaginer et percevoir clairement son fonctionnement, et le prédéterminer en comprenant comment intégrer divers facteurs techniques inhérents à l'ouvrage tout en tenant compte des possibilités techniques et des conditions économiques.

Dans tous les cas, il est très important pour un ingénieur d'être conscient de son rôle social lorsqu'il participe à un projet de pont. Contrairement aux bâtiments qui dissimulent les réalisations des ingénieurs et les laissent remplacer par les architectes, les ponts démontrent la science, le talent et le goût des ingénieurs. C'est la raison pour laquelle le pont a nommé un ouvrage d'art.

Objectif et organisation du travail :

L'objet du présent mémoire de fin cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics dans l'école nationale supérieure des travaux publics est la conception et l'étude de viaduc V71.0 situé dans la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN a l'autoroute est-ouest au niveau d'EL EULMA sur 110 KM.

Notre travail se concentre sur les principaux aspects suivants :

- ✚ Présentation de l'ouvrage et proposition des variantes de conception.
- ✚ Retenir une variante, on passe à l'étude de tablier.
- ✚ La conception et l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Conclusion de ce travail, mettant en évidence les principaux points retenus

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite 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) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

Un pont se compose de :

- **Le tablier :**

Elément 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.

I.2. CLASSIFICATION DES PONTS :

I.2.1. Classification selon la voie portée :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :







- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts-routes ;
- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway ;
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues ;
- Un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau ;
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal ;
- Un pont-avion ou pont-taxiway ;
- Un écoduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

I.2.2. Classification selon la structure

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

I.2.1.1. Ponts voutés

Tableau 1.1 Les ponts voutés.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Commentaire
Arc en plein cintre		 Vieux pont de Gien	L'arc de plein cintre est composé d'un demi-cercle complet, c'est le type de voûte le plus rencontré. Elles peuvent être surhaussée (c'est le cas pour le vieux pont de Gien), outrepassées (légère extension du demi-cercle) ou bombées (légère diminution du demi-cercle).
Ogival		 Pont Saint-Martial (Limoges)	L'ogive est formée de deux arcs de cercle qui se coupent à la clef, on dit également arcs brisés. La forme est très ancienne mais c'est au Moyen Âge qu'elle fut largement employée, car elle présente entre autres l'avantage de réduire les efforts horizontaux, et facilite ainsi la construction arche par arche dans le cas de ponts à travées multiples.
Arc de cercle		 Pont des Invalides	Ces voûtes sont conçues à l'aide d'un arc de cercle inférieur à un demi-cercle. Le surbaissement des voûtes se développa à partir du XVI ^e siècle, toutefois, c'est au XVIII ^e siècle et sous l'influence de Jean-Rodolphe Perronet que les voûtes des ponts en maçonnerie devinrent beaucoup plus surbaissées qu'auparavant et les piles s'affinèrent de façon à favoriser l'écoulement des eaux.

Anse de panier		 Pont de Tolbiac	Très proche de l'ellipse, la voûte en anse de panier est composée d'un nombre impair d'arcs de cercle successifs dont les rayons varient au droit de la clef. Les concepteurs optaient généralement davantage pour ce type de voûte qui était plus facile à tracer que la forme elliptique. Elle possède également l'avantage de laisser passer un plus grand volume d'eau.
-----------------------	---	--	---

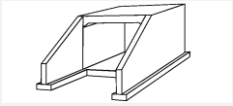

1.2.1.2. Ponts à poutres

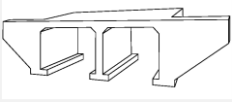

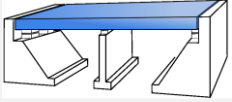
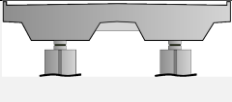
Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint.

• Ponts à poutres en béton armé :

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des entretoises. La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : les tabliers à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant les routes sont de ce type.

Tableau 1.2 Les ponts à poutres en béton armé.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Cadre		 Passage petite faune	Souvent rencontrés en tant que passages inférieurs pour piétons, faune ou ruisseaux, les ponts-cadres sont établis sur radier, ce qui leur confère une très bonne portance, même sur sol de qualité médiocre. Les pénétrations (ou culées) ainsi que les murs de tête en retour soutiennent les remblais, ils peuvent faire l'objet d'une recherche

			architecturale particulière visant à intégrer convenablement l'ouvrage dans le paysage.
Portique simple ou double		 Passage grand faune (Allemagne)	Les portiques sont conçus avec une dalle encastrée sur piliers et sur piles intermédiaires dans le cas de travées multiples, il n'y a donc pas d'appuis et sur beaucoup pas de joints de chaussée, ce qui les dispense d'une grande partie d'entretien. Certains de ces ouvrages sont en partie ou intégralement préfabriqués et donc très rapides à mettre en place.
Pont dalle			Les ponts-dalles comprennent une dalle en béton coulée en place à travée unique ou à plusieurs travées continues posée sur appuis et dont la gamme de portées s'étend de 8 à 20 m. L'épaisseur des tabliers varie généralement de 0,45 à 1 m avec un dévers sur la face supérieure pour l'écoulement des eaux, mais peut intégrer des encorbellements en rive qui réduisent la masse de la dalle.
Pont dalle nervurée en béton armé			Lorsque la hauteur des poutres est supérieure à trois fois leur largeur, on parle de ponts à poutres sous chaussée, sinon, on parle de dalle nervurée. Le principal but recherché pour cette variante du pont-dalle est une réduction du poids propre du tablier.

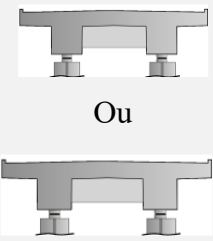
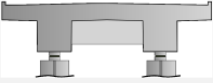

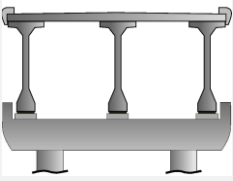

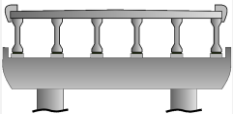

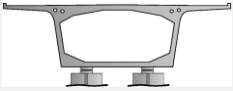

• **Ponts à poutres en béton précontraint :**



Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètre ;
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;
- Les ponts-caissons mis en place par poussage (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;

- Les ponts-caissons construits en encorbellement successif, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m. Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

Tableau 1.3 Les ponts a poutres en béton précontraints.



Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Pont dalle ou dalle nervurée en béton précontraint	 <p>Ou</p> 	 <p>Pont sur le canal de Briare</p>	<p>Les tabliers des ponts-dalles en béton précontraint figurent parmi les plus minces et accordent une grande finesse à la structure, ils s'adaptent particulièrement aux ouvrages à grandes courbures et autorisent des portées de 10 à 25 m.</p>
Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes		 <p>Pont de Champtoceaux</p>	<p>Usuellement dénommés ponts de type VIPP, les poutres sont précontraintes par post-tension, elles peuvent avoir des entretoises intermédiaires pour assurer la rigidité transversale, le hourdis supérieur peut-être coulé en comprenant les ailes supérieur des poutres mais l'emploi de pré-dalles posées sur les poutres permet de s'abstenir de coffrage temporaire. Les portées vont de 30 à 60 m.</p>
Poutres précontraintes par adhérence		 <p>Viaduc sur la Romme</p>	<p>On les nomme ponts de type PRAD, les poutres sont précontraintes par pré-tension en usine et acheminées sur chantier. Lorsqu'elles ne sont pas liées au niveau des appuis, elles sont isostatiques, dans le cas contraire, elles sont hyperstatiques. Les portées permises par ce type de pont sont de l'ordre de 30 à 50 m.</p>
Poutres caissons en béton précontraint		 <p>Pont de l'île de Ré</p>	<p>Le tablier est précontraint par des câbles de continuité qui assurent l'assemblage des différentes travées, ils peuvent être extérieurs ou noyés dans le béton, ainsi que de câbles de fléau qui soutiennent la structure et</p>



			les différents voussoirs en phase de construction dans le cas d'une réalisation par encorbellement. L'ouvrage peut-être mono-caisson ou bi-caisson, avoir un tablier à hauteur constante ou variable.
Pont à béquilles		 Pont de Rječina	Les ponts à béquilles permettent, au même titre que les ponts en arc à tabliers portés de franchir de grandes brèches, ils sont également choisis pour leur esthétique qui dégage l'espace et qui épargne le site de ligne verticale, jugées désagréables dans certains paysages

- **Ponts à poutres mixtes acier/béton :**

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre-caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.

Tableau 1.4 Ponts à poutres mixtes acier/béton.

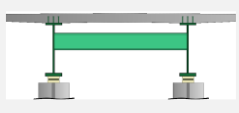



Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Poutres sous chaussée avec dalle participante		 Viaduc de la Maine	Il s'agit d'une solution très économique et dont la gamme de portées s'échelonne de 25 à 110 m. Les poutres en I peuvent être à âmes pleines ou en treillis, de hauteur constante ou variable, on retrouve dans cette catégorie d'ouvrage les ponts bipoutres et multi poutres. Les dalles en béton armé sont liaisonnées mécaniquement à ces poutres.

Caisson en métal avec dalle participante		 Viaduc de Jaulny	<p>Les ponts mixtes en poutre-caisson assurent une bonne répartition des charges et particulièrement pour les charges excentriques, ils résistent également très bien à la torsion que l'on retrouve notamment dans les ponts courbes. Différents agencements sont possibles : caissons à cellules multiples, double caissons, utilisation d'entretoises ou de diaphragmes, présence de bracons</p>
--	---	---	---

- **Ponts à poutres métalliques :**

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XIXe siècle ou pour les ponts-rails. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées. Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.

Tableau 1.5 Pont à poutre métallique.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Poutres ou caisson en métal sous chaussée sans dalle		 Pont Guillaume-le-Conquérant	<p>Une dalle est dite non participante dès lors qu'elle ne participe pas à la reprise des efforts de flexion du tablier, ces efforts sont intégralement repris par les poutres ou par un caisson métallique.</p>
Caisson en métal avec dalle orthotrope		 Pont de Chevire	<p>Un caisson est constitué d'éléments visant à raidir la structure et éviter ainsi des phénomènes de flambement, de cisaillement et de torsion.</p> <p>La plupart des caissons sont étanches et certains subissent un</p>

			traitement d'air afin de prévenir contre les problèmes de corrosion, ils peuvent également être visitables par des techniciens pour vérifier qu'aucun problème ne nuit à la structure.
--	--	--	--

• **Ponts en arc :**



Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par un seul arc alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires.





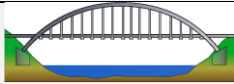

Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).



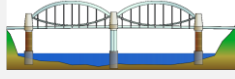

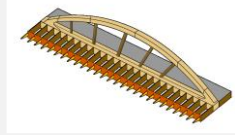

La structure permet de différencier principalement trois types de ponts en arc :

- Les ponts encastrés sur leurs points d'appui. Ces ouvrages ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées importantes sur leurs culées et le moindre déplacement de celles-ci met l'ouvrage en péril ;
- Les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu de l'ouverture ;
- Les ponts articulés aux deux points d'appui seulement.

Tableau 1.6 Les ponts en arc.

Critères	Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Position relative du tablier	Suspendu		 Pont Elgin	Le tablier peut-être suspendu à l'arc à l'aide d'un système de suspentes reliant les deux éléments par l'intermédiaire de nœuds d'extrémité communs. Différents types de suspentes peuvent-être employés : câbles ou barres métalliques, potelets en béton armé

Matériaux	Intermédiaire			Les ponts à tabliers intermédiaires ont l'avantage d'autoriser de grands gabarits fluviaux ou maritimes, et dans le cas où les pieds d'arc se situent sur la rive de l'obstacle à franchir, cela minimise grandement le risque d'éventuels chocs avec des bateaux dans des zones à fortes navigations, comme ce fut malheureusement le cas pour le pont de Tjörn en Suède.
	Porter			Particulièrement adaptés au franchissement de brèches profondes où il n'est pas concevable de construire d'appuis intermédiaires, les ponts en arc à tabliers portés doivent cependant disposer de supports extrêmement stables pour transmettre tous les efforts de flexion au sol.
	Acier			L'acier autorise une grande liberté au niveau architectural, ainsi, des constructions tout à fait particulières ont vu le jour à l'exemple des ouvrages de l'architecte Santiago Calatrava. De plus, les plus grandes portées ne sont réalisées avec l'acier, le pont de Chaotianmen avec sa structure triangulée, atteint la portée record de 552 m.
	Béton armé			Le béton est le matériau le plus économique pour les ponts en arc dont la plage de portées s'étend de 35 à 200 m, les formulations de plus en plus sophistiquées permettent d'affiner les ouvrages pour des questions esthétiques et dans le but de réduire les quantités nécessaires, favorisant davantage ces économies et la mise en œuvre des différents éléments.





	Pont CFST		 <p>Pont de Liantuo</p>	<p>Les arcs des ponts CFST sont des tubes en acier remplis de béton. Le béton à l'intérieur du tube d'acier empêche celui-ci de flamber, tandis que le tube d'acier renforce le béton pour résister à des contraintes de tension et améliore sa résistance à la compression et la ductilité. Ce type de pont est apparu en Chine en 1990. En mars 2005, 229 ponts en arc CFST de plus de 50 mètres de portée avaient été construits ou étaient en construction en Chine.</p>
Cas particuliers	Pont lenticulaire		 <p>Royal Albert Bridge</p>	<p>Ces ouvrages disposent de deux structures porteuses en arc opposées l'une face à l'autre, rappelant la forme d'une lentille convexe.</p> <p>Certains possèdent uniquement une arche inférieure en position retournée placée sous le tablier comme c'est le cas pour le pont de Shiosai au Japon.</p>
	Pont bow-string		 <p>Viaduc de Briare</p>	<p>Des tirants rejoignent les deux extrémités de l'arc et reprennent en grande partie les efforts de flexion.</p> <p>À la différence des ponts en arc, les ponts de type bow-string transmettent des efforts verticaux sur leurs appuis, ils sont donc souvent classés parmi les ponts à poutre, on peut trouver par ailleurs la dénomination poutre bow-string. Ces ouvrages peuvent être métalliques ou en béton, ils s'adaptent à de nombreux domaines : ponts routes, ponts ferroviaires, passerelles.</p>

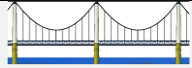



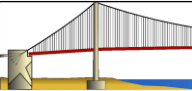

• **Ponts suspendus :**

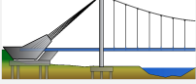

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.

- Dans le cas des ouvrages à travées multiples, les efforts de traction induits par les charges roulantes sont transmis jusqu'aux câbles de retenue par des câbles accrochés sur des selles ou des chariots mobiles en tête des pylônes et appelés « câbles de tête ». Dans le cas général, les câbles de retenue, situés entre les ancrages et les pylônes, ne supportent pas de charge. Les suspentes verticales peuvent être complétées par des haubans inclinés afin de réduire les déformations du tablier. La classification est la suivante :

Tableau 1.7 Les ponts suspendus.

Critères	Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Type de suspensions	Pont suspendu à chaînes		 Pont de Hammersmith	Il s'agit des premiers ponts suspendus modernes, initialement conçus avec des chaînes à maillons, le principe s'étendra à des barres de fer à œillet articulées qui permettent d'atteindre des portées jusqu'alors jamais égalées, l'anglais Thomas Telford réalisa en 1826 un record de 176 m avec le pont de Menai. Cette technique est cependant très peu utilisée de nos jours.
	Câbles métalliques		 Passerelle himalayenne du Drac	Les câbles métalliques sont formés d'un assemblage de fils métalliques cylindriques appelés torons, Marc Seguin révolutionna le concept des ponts suspendus au XIXe siècle en utilisant des câbles en faisceaux de fil de fer, beaucoup plus résistants et légers que les chaînes classiques. Aujourd'hui, ces câbles sont en acier et pour la plupart torsadés, ils nécessitent

				une protection de surface pour lutter contre la corrosion.
Type de tablier	Dalle béton et poutre de rigidité		 Pont de Mont Jean-sur-Loire	Les dalles béton liées à des poutres de rigidité sont économiquement plus intéressantes que des tabliers entièrement métalliques, mais ne conviennent qu'aux portées moyennes. La poutre de rigidité placée en tant que garde-corps ou sous le tablier permet de raidir ce dernier et répartie les charges à l'ensemble des suspentes.
	Dalle orthotrope		 Pont du détroit d'Akashi	Les dalles orthotropes sont constituées de plaques d'acier raidies à l'aide de profilés longitudinaux ou transversaux. Ce type de tablier léger associé aux systèmes de ponts suspendus permet aujourd'hui d'atteindre les plus grandes portées, le pont Akashi-Kaikyō au Japon possède une portée principale inégalée de 1991 m. Actuellement, les ponts suspendus les plus longs utilisent tous ce type de tablier.
Type d'ancrage	Ancrage au sol		 Pont de Tancarville	Les massifs d'ancrages classiques doivent reprendre tout le poids du tablier par l'intermédiaire des câbles porteurs sous forme de forces de traction, plus le pont est long, et par conséquent lourd et plus ces forces sont importantes. Ces massifs sont donc très souvent constitués de matériaux lourds comme le béton et peuvent être implantés très profondément dans le sol qui doit être relativement stable. Les câbles porteurs se répartissent dans les massifs afin de répartir les efforts sur une grande surface d'ancrage.



	Auto-ancrage		 <p>Pont de Saint-Just-Saint-Rambert</p>	<p>Dans cette configuration, les câbles porteurs sont ancrés au tablier, les massifs d'ancrages (s'il y en a) ne transmettent au terrain que des forces verticales et les forces horizontales sont reprises par le tablier. Le poids propre du tablier contribue également à reprendre les forces de traction dues aux câbles porteurs. Cette solution est adoptée dans le cas où le sol est de mauvaise qualité et ne pourrait retenir des massifs d'ancrages indépendants.</p>
--	---------------------	---	---	--



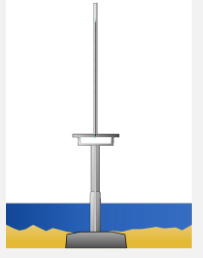

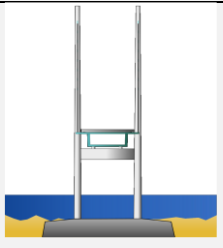







• **Ponts haubanés :**



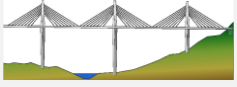

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes. On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples. La première famille est la plus nombreuse. Dans de tels ponts les haubans les plus proches des culées sont appelés haubans de retenue. Ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité. Dans le cas des ouvrages à pylônes uniques, celui-ci peut être central, encadré par deux travées d'égale longueur, ou bien en position décalée. L'ouvrage peut être entouré ou non de viaducs d'accès.

Tableau 1.8 Les ponts haubanés.

Critères	Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Type de nappe	Eventail		 <p>Pont de Lézardrieux</p>	<p>Les haubans sont solidarisés entre eux en un point unique en tête de mât. Les haubans courts sont quasiment verticaux et ne s'opposent à aucun déplacement horizontal entre mât et tablier. Pour gérer les phénomènes de retrait ou de dilatation lié à la température, il suffit de libérer la liaison de l'un des mâts au moins avec le tablier.</p>

	Semi-éventail			Les haubans sont ici ancrés au mât sur une certaine hauteur en tête de celui-ci. Il s'agit d'un compromis entre l'esthétique et l'économie qui permet, entre autres, de faciliter les ancrages des haubans sur le mât.
Position de la nappe	axiale			Certains ponts ont été construits avec une suspension axiale. Ils sont en général à caractère autoroutier, pour pouvoir ancrer la suspension dans l'emprise de la bande axiale. Une protection efficace contre les risques de chocs de la suspension par les poids lourds est nécessaire.
	latérale			Lorsque la hauteur est modérée, les mâts sont indépendants (ils sont reliés transversalement au niveau des fondations). Lorsque la travée principale est grande, il est en général nécessaire de les solidariser par l'intermédiaire d'une poutre transversale.
Type de tablier	métallique			Les tabliers métalliques en dalle orthotrope sont intéressants pour les ponts de grande ou très grande portée principale. Ils permettent de limiter le poids propre à un cinquième environ de celle d'une section en béton.
	béton			Le développement du haubanage multiple a rendu économique la conception de tabliers en béton coulés en place ou, plus rarement, à voussoirs préfabriqués. Pour les petites portées, la section du tablier est souvent constituée d'une simple dalle, avec des bossages robustes latéraux permettant un bon ancrage des haubans.
Nombre de mâts	un			Quelques ouvrages ont été construits avec un pylône encadré de deux travées d'égale longueur. Plus fréquemment, la structure est dissymétrique. Lorsqu'il y a un viaduc d'accès, les câbles sont

				ancrés dans le tablier de ce dernier, sinon un massif d'ancrage est nécessaire.
	deux			Il s'agit de la famille de ponts la plus nombreuse. Le rapport entre la portée des travées de rive et de la travée centrale est en général inférieur à 0,4 pour éviter que les haubans de retenue ne se détendent sous certains cas de charges.
	multi haubané			Ce type de solution permet de franchir de grandes brèches : terrestre comme pour le viaduc de Millau ou maritime comme le pont Rion-Antirion ou fluviale, comme le pont sur le Gange. Ce dernier, d'une longueur de 1600 m, comprend 9 travées de 159 m et deux travées de rives de 75 m.

I.2.3. Classification selon la nature

I.2.3.1. Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

I.2.3.2. Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distinguer :

- Un pont levant est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple ;
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau ;

- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale ;
- Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'un fossé encerclant un ouvrage fortifié.

I.2.3.3. Ponts provisoires

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie militaire.

I.2.4. Classification selon la brèche franchie

I.2.4.1. Viaduc

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie, certaines publications estiment qu'il convient d'utiliser le mot "viaduc" au-delà de 30 mètres d'ouverture et de 15 mètres de hauteur libre pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres types de ponts.

I.2.4.2. Nature de la brèche

Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer.

I.3. Gamme de portées selon le type

Le graphique ci-dessous présente les plages de portées pour lesquelles chacun des types de ponts présentés ci-dessus est le plus adapté. Il s'agit d'optima financier, qui peuvent être remis en cause pour des raisons esthétiques ou techniques.

PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION :

La conception du pont doit répondre à de nombreuses exigences car il vise à fournir des services aux utilisateurs. Nous distinguons les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettent au pont de remplir sa fonction de traversée, avec les exigences naturelles sont tous les éléments de son environnement qui affectent sa conception. Ces exigences seront décrites en détail dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DE PROJET :

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de viaduc V71.0 du PK 70+902.0 au PK 71+224.0 qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant le port de **Djen-Djen** a l'**Autoroute Est-Ouest** El Eulma sur 110 KM.

La pénétrante dans son intégralité portant sur une distance totale de 110 km dont 45 km dans la wilaya de Jijel, 15 km dans la wilaya de Mila et 50 dans la wilaya de Sétif. Elle sera dotée d'ouvrages d'art, de 55 viaducs, d'un tunnel, de 13 échangeurs, de 31 passages supérieurs et de 12 passages inférieurs.

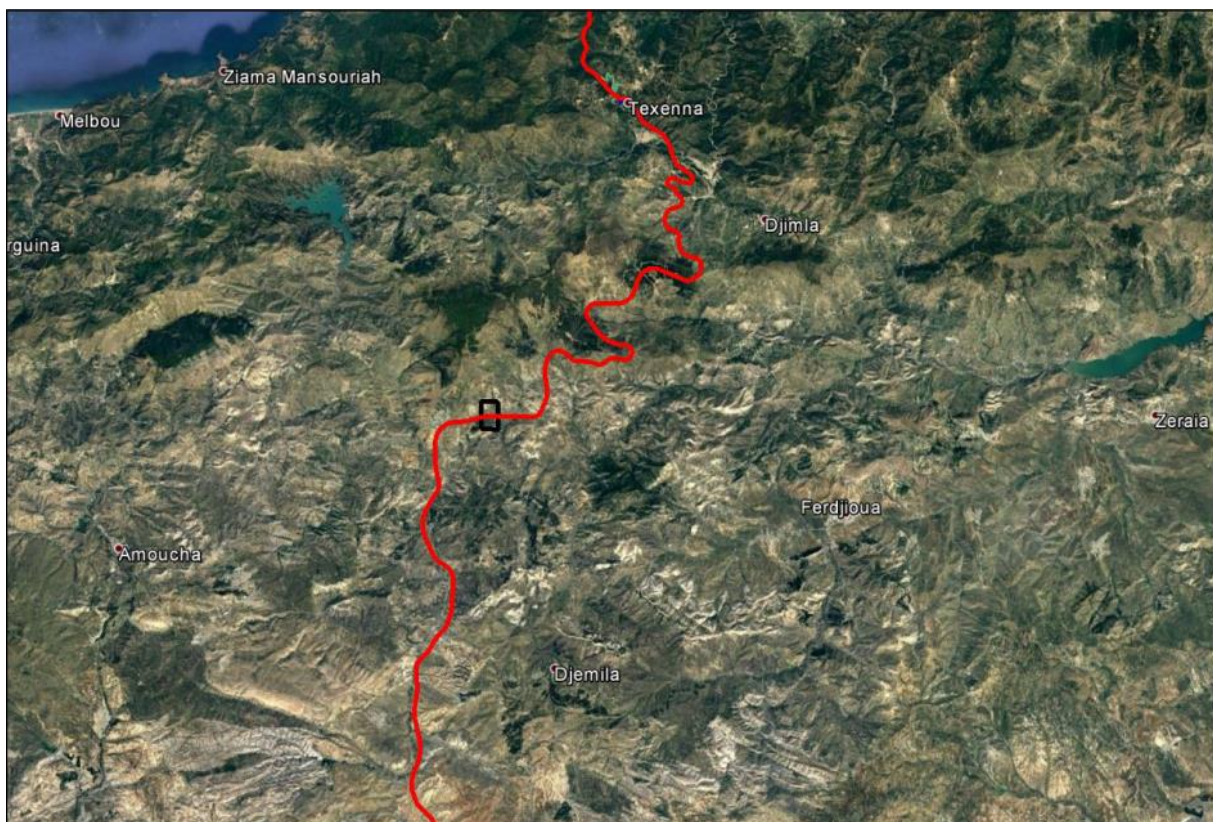


Figure II.1. Image satellitaire de la pénétrante

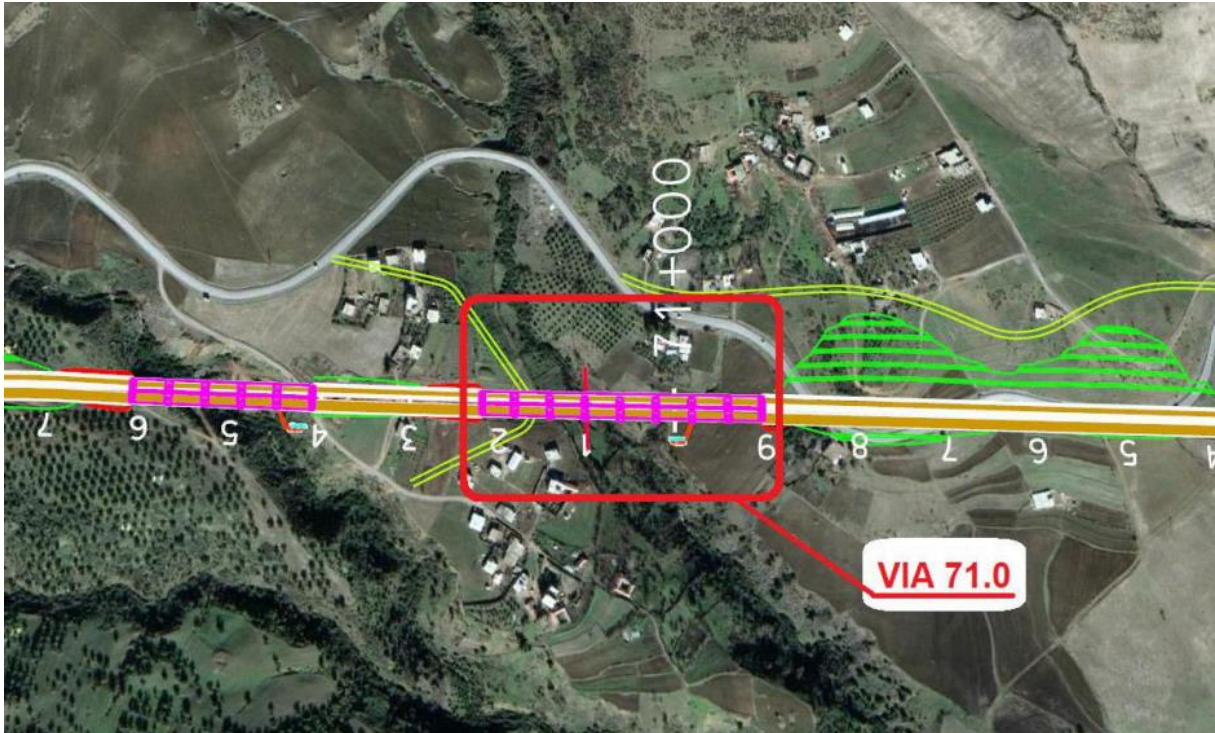


Figure II.2. Emplacement du Viaduc 71.0

II.2.1. L'obstacle et les causes :

- ✚ Ligne rouge élevé par rapport au terrain naturel (≥ 15 m).
- ✚ Eviter les grands remblais.
- ✚ Difficulté de stabilisation des remblais (des pentes transversales et longitudinales).
- ✚ Les reliefs difficiles.
- ✚ L'autoroute traverse un Oued
- ✚ Piste.

II.2.2. Objectif du projet :

- ✚ Moderniser le réseau routier de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribueront le développement du pays.
- ✚ Contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste de pays.

II.3. LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1. Les données fonctionnelles :

II.3.1.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe principal de l'ouvrage.

du PK 70+902.0 au PK 71+224.0: Arc de rayon $R=5095\text{m}$ de longueur $L=320\text{m}$.

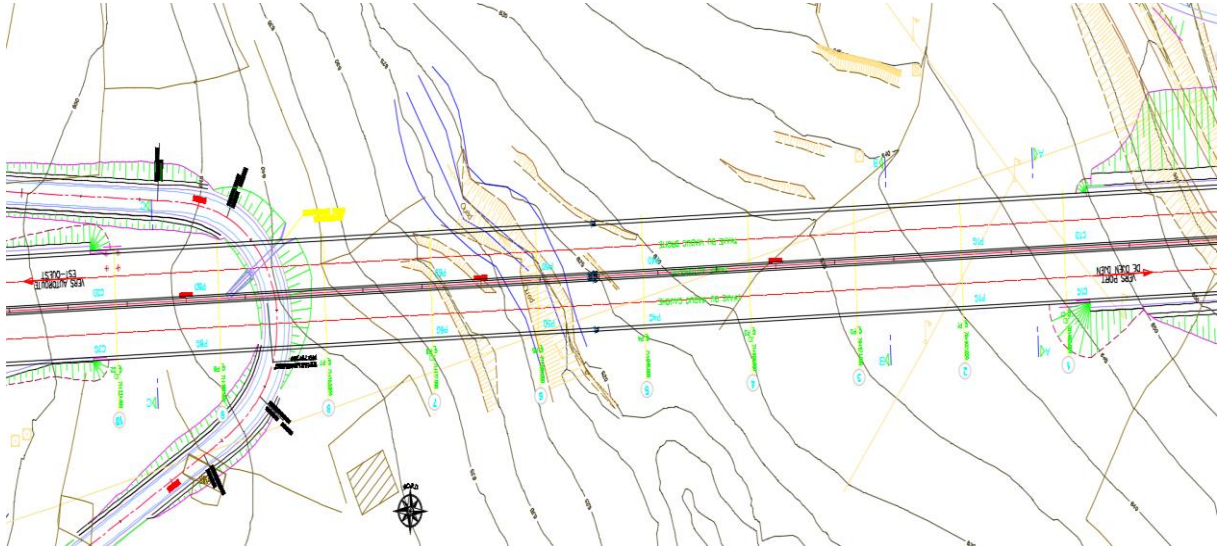


Figure II.3. Tracé en plan V71.0

II.3.1.2. Profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, notre ouvrage présente une pente de -0.630% (Sens Pk).

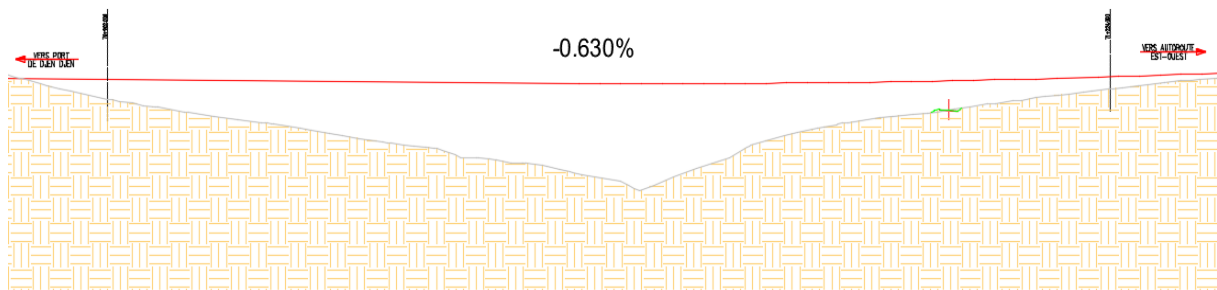


Figure II.4. Profil en long V71.0

II.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.

L'ouvrage doit comporter le même nombre de voies que celles de la route portée, la largeur du pont doit prendre en considération d'éventuels élargissements de la voie portée dans le futur.

La largeur du tablier est de 13.25 m .

Les différentes parties du profil en travers sont notées :

- ✚ Trois (3) voies de circulation de 3.50m de largeur pour chacune.
- ✚ Une (1) bande d'arrêts d'urgence de 1.00m.
- ✚ Deux (2) barrières de 0.75m et 0.5m.
- ✚ Bande séparative 1m.

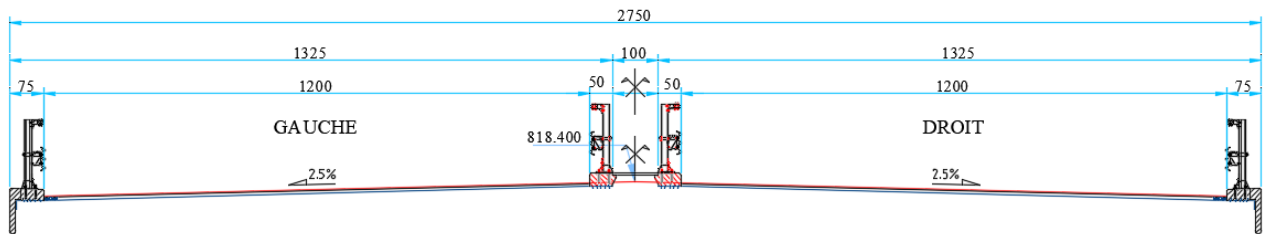


Figure II.5 Profil en travers type V71.0

II.3.2. Les données naturelles :

II.3.2.1. Situation topographique :

D'après le levé topographique et la visite du site, La région d'étude fait partie d'une zone montagneuse caractérisé par un relief accidenté.



Figure II.6 Vue aérienne.

II.3.2.2. Les données sismologiques :

En Algérie, cinq (05) zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (RPOA 2008) :

- ✚ Zone 0 : négligeable.
- ✚ Zone I : faible.
- ✚ Zone IIa : moyenne.
- ✚ Zone IIb : élevée.
- ✚ Zone III : très élevée.

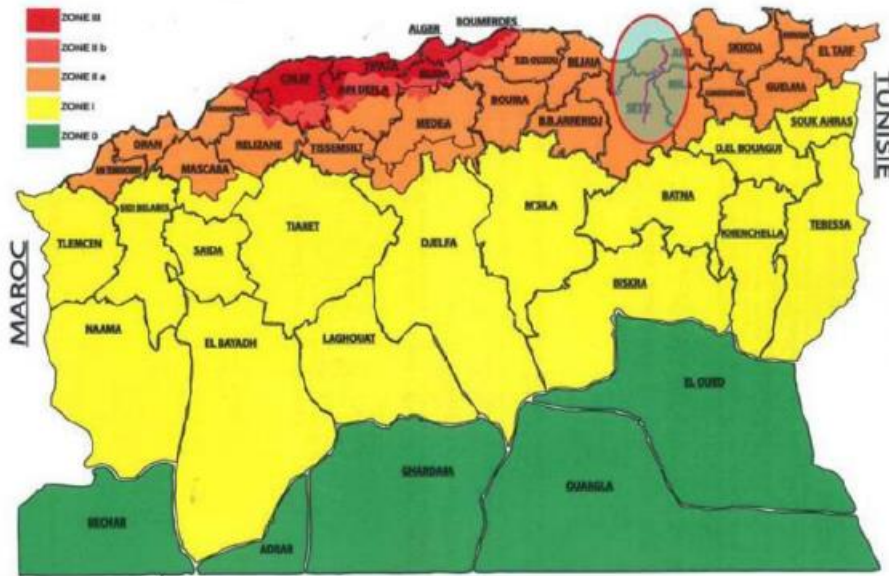


Figure II.7. Carte de zonage sismique du territoire National- RPOA2008.

Tableau II. 1 classification des ponts

Groupe de Pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Tableau II. 2 Coefficient d'accélération de chaque zone (A)

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

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe 1, désignés comme pont stratégique.

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Sétif (zone IIa) sont 0,25 pour le Groupe 1 (pont stratégique).

II.3.2.3. les données climatiques :

La température :

La température a un impact sur la vie de la structure, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux de l'ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces éléments (dilatation thermique). Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- ✚ Setif, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- ✚ En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

Le vent :

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- ✚ 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- ✚ 200 Kg/m² en service.

II.3.2.4. Les données hydrologiques :

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 de Cours d'eau.
- ✚ La précipitation annuelle.
- ✚ La profondeur de la nappe phréatique

L'ouvrage objet de l'étude ne franchit aucun cours d'eau, Par conséquent, aucune information hydraulique n'est requise.

II.3.2.5. Les données géologiques et géotechniques :

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le

mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

II.3.2.5.1 Géologie de site :

Le Via 71.0 planifié entre PK: 70+902.0 et 71+224.0 possède une structure géologique dont des unités sédiments de colluvion (Dc) et d'alluvion d'âge Quaternaire (Qal) et des sédiments marins d'âge Crétacé-Paléocène (Pacs) sont dominants.

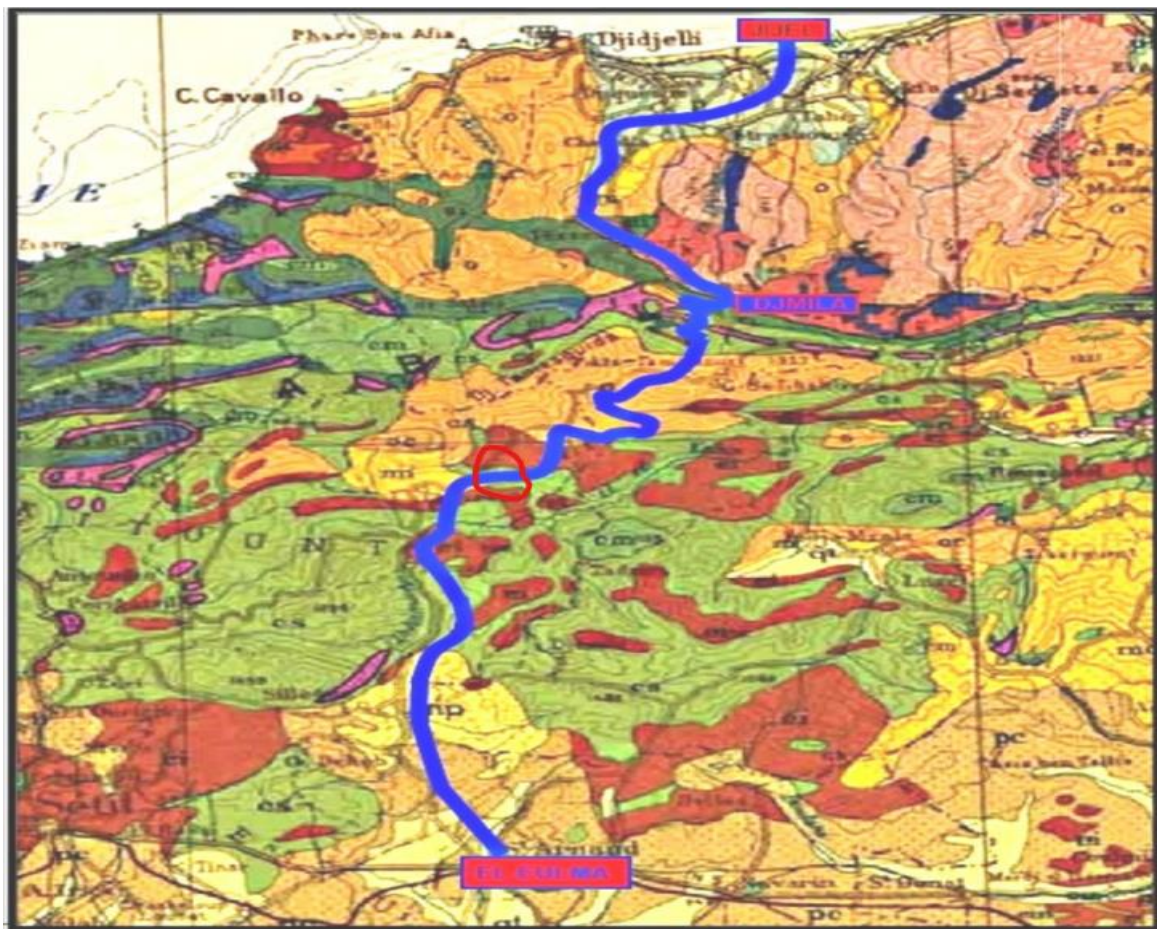


Figure II.8. Carte géologique de la région.

II.3.2.5.2. Organisation de la reconnaissance géotechnique :

Programme des essais in situ :

Aux fins de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, et les exigences du contrat, laboratoire a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- ✚ Dix (10) sondage pressiométriques « S.P » avec essai chaque 2m
- ✚ Trois (3) Essai de pénétration standard (SPT)
- ✚ Dix (10) sondage carotté (SC).

Essais de laboratoire :

Divers essais physiques et chimiques ont été exécutés selon les normes opératoire en vigueur au laboratoire en particulier

- ✚ Analyse granulométrique
- ✚ Teneur en eau naturel W (%)
- ✚ Masse volumique (T/m^3)
- ✚ Limite d'Atterberg :
 - Limite de liquidité WL (%) ,
 - Limite de plasticité Wp (%) ,
 - Indice de plasticité Ip (%) ,
 - Indice de consistance Ic .
- ✚ Essai de compression axial RC (MPa).
- ✚ Analyse chimique sommaire.

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présentés les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, les données naturelles et fonctionnelles, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à la conception par la proposition de trois variantes, la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement)

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

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

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.2.1. Variante 1 :« Pont à poutres précontraintes type VIPP » :

Les ponts à poutres précontraintes 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.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.

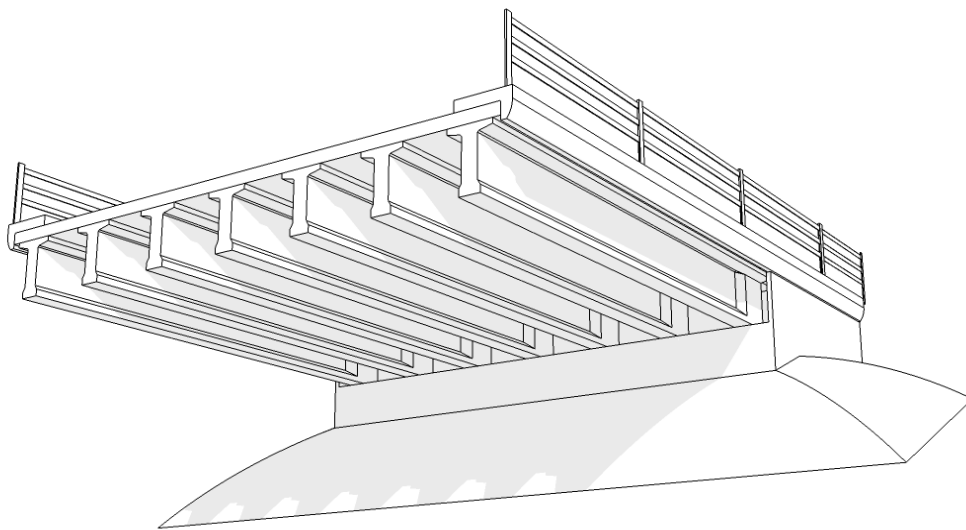


Figure III. 1 Pont à poutres précontraintes par post tension (VIPP).

III.2.1.1. Conception longitudinale :

On proposera dans cette variante un pont à neuf (9) travées équidistantes (système isostatique) de **35m** de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de **315m**.

III.2.1.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996]

Tableau III.1. Pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	175
Epaisseur de la dalle	$20 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$	25
Hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	200
Entraxe des poutres	$140 \text{ cm} \leq \lambda \leq 200 \text{ cm}$	174
Epaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15
Epaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25
Epaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	Variable
Epaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.2 m
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6H_p$	105
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	08 poutres
Epaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	12
Largeur de talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$; avec $1100 \leq K \leq 1300$	60
Entretoise d'about	/	30*120

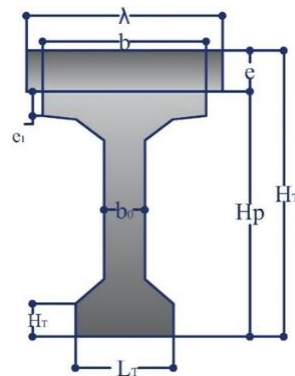
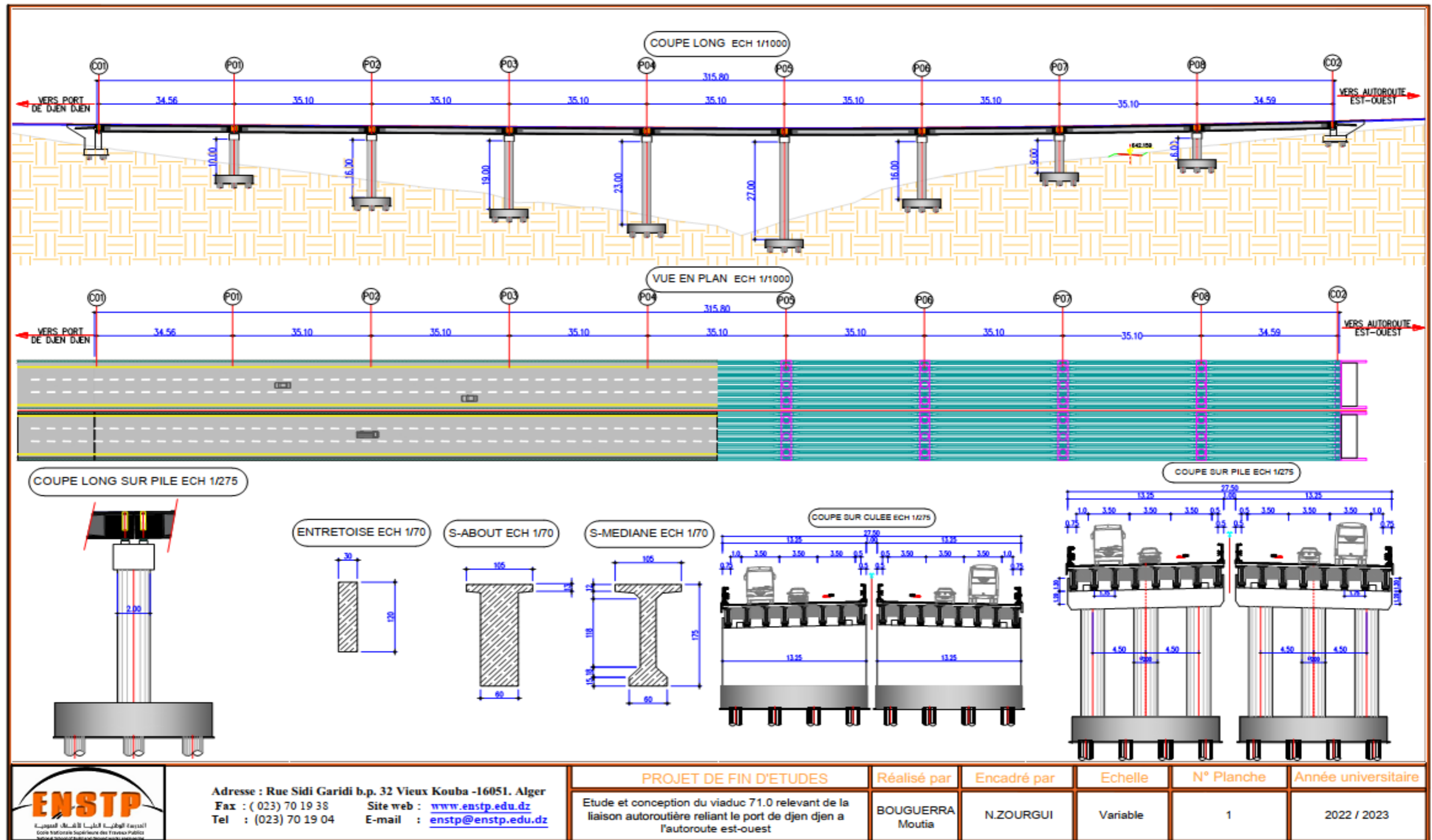


Figure III. 2 Notation des dimensions.

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc 71.0 relevant de la liaison autoroutière reliant le port de djen djen a l'autoroute est-ouest	BOUGUERRA Moutia	N.ZOURGUI	Variable	1	2022 / 2023

II.2.2. Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre » :

Ce genre d'ouvrage compose de **poutres métalliques** continues qui sont fixées par des entretoises et soutiennent la dalle de roulement en béton armé reliée à la semelle supérieure par des connecteurs.

Les entretoises servent à maintenir l'écartement des poutres et a résisté aux moments de torsion. Elle ne présentant aucun contact avec la dalle.

Les connecteurs sont des petits éléments de liaison, métallique soudés sur la semelle supérieure de profilé, ont comme rôle d'éviter tout glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres et assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

La plage habituelle de portée des ponts à poutres mixtes est de 30 m à 130 pour une travée continue m et 25 à 90 m pour une travée indépendante.

III.2.2.1. Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont mixte bipoutre, à travées continues, à hauteur constante. Composé de deux (03) travées principales de 70 m de longueur et deux (02) travées de rives de 49.25 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 310 m.

III.2.2.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [PONT MIXTE].

Les poutres :

Tableau III.2. Pré-dimensionnement de bipoutre.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue
Hauteur des poutres H	$Max \left(\frac{X}{28} \left[\frac{LT}{12} \right]^{0.45} ; 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	3 m
Entraxe des poutre	L= environ 0.55LT	7.5 m
Largeur de la semelle inf Binf	$Binf = \left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) * \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$	1200 mm
Largeur de la semelle sup Bsup	Bsup=Binf-200	1000 mm
Epaisseur de la semelle inf	20 mm < <i>tinf</i> < 50 mm	60 mm
Epaisseur de la semelle sup	20 mm < <i>tsup</i> < 50 mm	50 mm
Épaisseur de l'âme	10 mm < <i>tw</i> < 22mm	20 mm

Avec X : la portée d'une travée ; LT : la largeur de la dalle .

Entretoise :

On prévoit une entretoise de type IPE 600 tous les 7 mètres (profilés IPE500 à IPE 700 ou ~~épais~~).

Choix de la nuance d'acier :

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

La dalle :

Une dalle d'un pont bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal.

- ✚ Epaisseur de la dalle au droit des poutres principale : $e1 = 40 \text{ cm}$, $e1 = 0.13 + \frac{LT-L}{26}$
- ✚ Epaisseur de la dalle dans les autres sections : $e2 = 30 \text{ cm}$, $e2 = 0.12 + \frac{L}{50}$

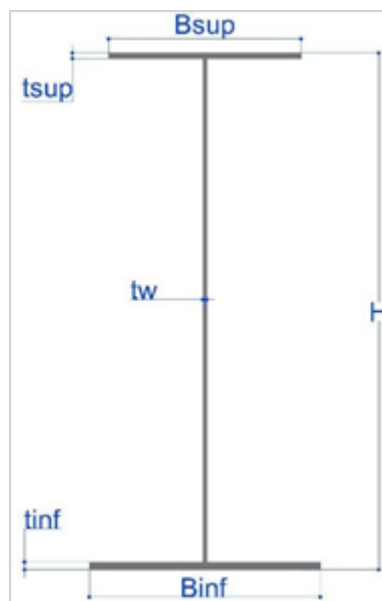
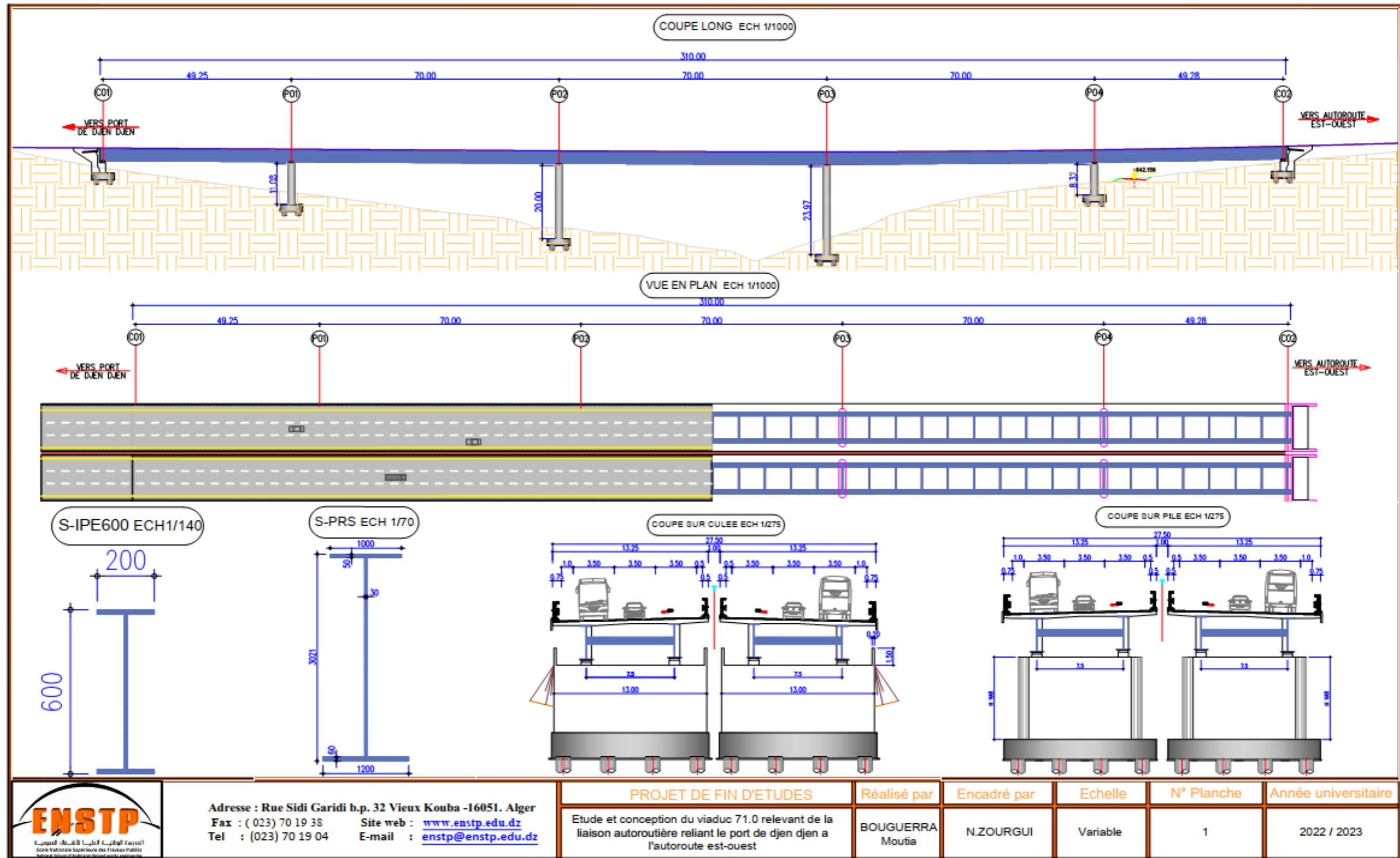


Figure III. 3 Section de la poutre métallique.

Connexion dalle-poutres :

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.

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc 71.0 relevant de la liaison autoroutière reliant le port de djen djen a l'autoroute est-ouest	BOUGUERRA Moutia	N.ZOURGUI	Variable	1	2022 / 2023

III.2.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs » :

La technique de réalisation d'un pont voussoir en béton précontraint consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs nommés voussoirs. Chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. La mise en tension de câble de précontrainte d'un voussoir permet de les plaquer contre les éléments précédents et sert aussi une console qui peut porter le coffrage de voussoir suivant.

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

III.2.3.1. Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur constante composé de quatre (04) travées principales de 60 m de longueur et deux (02) travées de rives de 28.76 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 300 m.

- **Découpage des voussoirs :**

Pour ce type d'ouvrage on distingue trois types de voussoir :

- Voussoirs sur piles (V.S.P).
- Voussoirs sur clavages (V.S.C).
- Voussoirs courants (V.C).

Tableau III.3. Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
V.S. P	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	7.55m
V.S.C	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élané, il varie de 1,5 à 3 m	1.5m
V.C	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	2.88m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 95$

- Cinq (05) V.S.P
- Six (06) V.S.C
- Quatre-vingt quat (84) V.C

III.2.3.2. Conception transversale :

Dans le cas d'un tablier de largeur inférieure 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

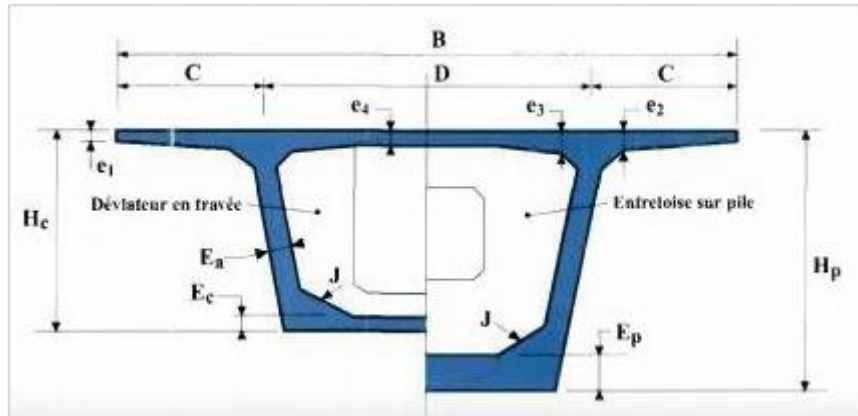


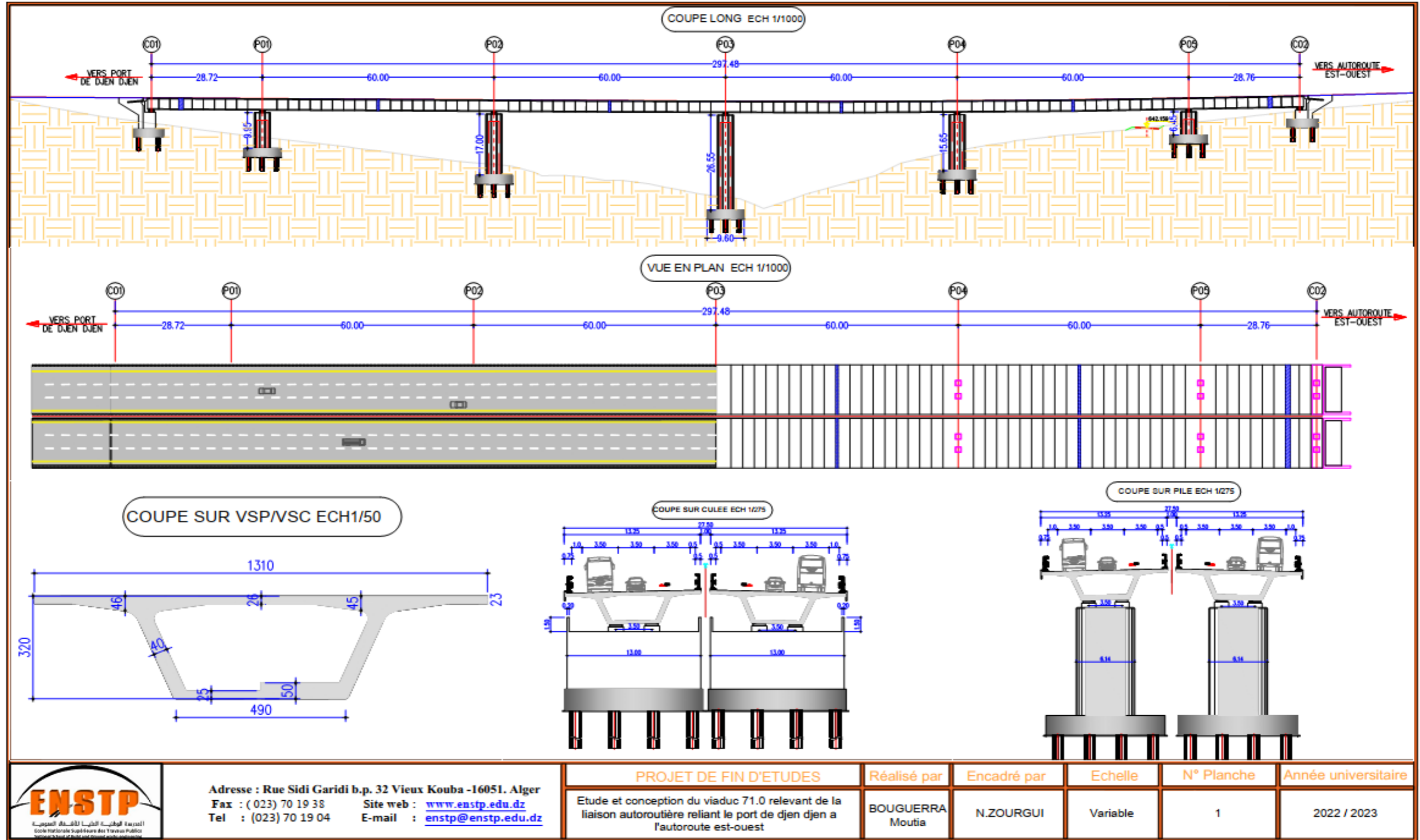
Figure III. 4 Notation des dimensions.

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ 2003]

Tableau III.4. Les dimensions des différents composants des voussoirs.

Élément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)	
Largeur de voussoir	B	1325	
Hauteur des voussoir	$L/25 < h < L/20$	320	
Largeur de l'encorbellement	$C = B / 4$	332	
Entraxe des âmes	$D = B - 2 C$	661	
e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	23	
e2	$C/7 \leq e2 \leq C/8$	46	
e3	$e3 = 10 + D/25$ avec ($e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$)	45	
e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	26	
Inclinaison des âmes	$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	23°	
Gousset supérieure	$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	/	
Gousset inférieure	(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	/	
Épaisseur de l'âme	$Ea \geq 26 + L/500$	40	
Épaisseur de l'hourdis inf	Pile	$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	50
	Clef	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	25

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude et conception du viaduc 71.0 relevant de la liaison autoroutière reliant le port de djen djen a l'autoroute est-ouest	BOUGUERRA Moutia	N.ZOURGUI	Variable	1	2022 / 2023

III.3. ANALYSE DES VARIANTES :

Tableau III.5. Avantage et inconvénients des trois variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	<ol style="list-style-type: none"> 1) Limitation des fissures (béton comprimé). 2) La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. 3) La maîtrise de la méthode d'exécution. 4) La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux. 5) Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Poids important. 2) Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure. 3) La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. 4) Sensibilité au tassement différentiel. 5) Un nombre des appuis important qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.
Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.	<ol style="list-style-type: none"> 1) La possibilité de franchir des grandes portées. 2) Légèreté par rapport aux tabliers des autres types. 3) La rapidité de l'exécution. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Le coût est plus élevé. 2) Sensibilité au gradient thermique. 3) Demande des mains d'œuvre. 4) L'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	<ol style="list-style-type: none"> 1) Permet une gamme de portées très vaste. 2) Moins de piles donc libérer l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. 3) Ce type comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes. 4) Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipages mobiles) 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Le poids est très important. 2) La difficulté de coulage sur place. 3) La pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. 4) Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. 5) Entretien est difficile après les grands dégâts (séisme).

- Devis estimatifs et quantitatifs des variantes :

Tableau III.6. Devis estimatif de chaque variante

Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m2)	Prix unitaire (DA)/m2	Montant (DA)
315	13.25	4174	350 000.00	1 460 900 000.00

Variante N° 02 : Pont mixte bipoutre.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m2)	Prix unitaire (DA)/m2	Montant (DA)
310	13.25	4108	400 000.00	1 643 200 000.00

Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m2)	Prix unitaire (DA)/m2	Montant (DA)
300	13.25	3975	400 000.00	1 590 000 000.00

III.4. JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA VARIANTE :

L'analyse multicritères ci-dessus a pris en considération 4 critères principaux : l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

L'exécution :

1. Pont à poutres multiples (précontraint par poste tension) :

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la Préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire à l'indisponibilité de ces dernier pour des portées importantes, sans oublier bien sur la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.

2. Pont mixte (bipoutre) :

Rapidité d'exécution de ce type

3. Pont à voussoirs (hauteur constante) :

La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes mais avec rapidité dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. et aussi demande une main qualifiée et un matériel spécifique.

L'entretien :

1. Pont mixte (bipoutre) :

-Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion

2. Pont a voussoirs (hauteur constante) :

Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. Mais dans le cas d'un choc on constate une difficulté de réhabilitation

3. Pont à poutres multiples (précontraint par poste tension) :

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

L'esthétique :

De point de vue d'esthétique, les ponts en voussoirs c'est mieux que les ponts mixte. et les ponts à poutres précontraintes.

L'économie : Selon les devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes (Tableau III.6), le pont mixte c'est le plus chère, et le pont a poutres est le moins chère.

III.5. CONCLUSION

Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution, *Pont a poutres*, est plus adaptée que les autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous Évaluerons Également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

IV.2 Normes :

La conception des ouvrages d'art et leurs fondations ont été effectuées en accord avec les instructions suivantes :

- ✚ RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- ✚ RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- ✚ Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- ✚ Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- ✚ Document Technique Règlementaire : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (version 2009).
- ✚ Règles Parasismiques applicables aux Ouvrage d'art (RPOA-2008).
- ✚ Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- ✚ Réglementations SETRA.

IV.3 Matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les normes à suivre, les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction.

IV.3.1 Béton :

Le béton est connu par sa résistance à la compression, cette résistance varie proportionnellement avec son âge (j), dans le calcul on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément structurel.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	Dosage (Kg/m ³)	Densité (KN/m ³)
35	2.7	450	25
27	2.22	350	25

IV.3.2 Armatures :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes:

Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers actifs :

Qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

IV.3.2.1 Armatures passives :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

-La limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

-Modules de la déformation élastique : $E_s = 200$ GPa

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

IV.3.2.2 Armatures actives :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Tableau IV.1 Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristique	Indice	Valeur
Toron	T	T15
Section d'un toron	A_p (mm ²)	140
Nombre de toron par câble	nT	12
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1770
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1593
Contrainte à l'origine	σ_{p0} (MPa)	1416
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	0.002
Coefficient de frottement de courbure	$f(rd-1)$	0.18
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	ρ (%)	2.5

IV.4 Contraintes admissibles :

IV.4.1 Béton :

IV.4.1.1 Contraintes admissible compression (ELU) :

La contrainte admissible est la valeur qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage. Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

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

IV.4.1.2 Contraintes admissible compression (ELS) :

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

Tableau IV.2 Contraintes admissibles à la compression de béton.

f _{c28} (MPa)	f _{bu} (MPa)		f _{bc} (MPa)
	γ _b = 1.15	γ _b = 1.5	
35	25.87	19.83	21
27	19.96	15.3	16.2

IV.4.1.3 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 :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h} ;$$

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

IV.4.1.4 Déformation transversale du béton :

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

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes:

- ✚ $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- ✚ $\nu = 0,3$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

IV.4.2 Aciers :

Contrainte limite de traction des aciers :

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Valeurs
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \{0.5 * f_e ; 110 \sqrt{n} * \overline{f_{tj}}\} ; n=1.6$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \{0.4 * f_e ; 88 \sqrt{n} * \overline{f_{tj}}\} ; n=1.6$		200

IV.5 EVALUATION DES ACTIONS :

IV.5.1 Evaluation des actions hors trafic :

IV.5.1.1 Actions permanentes :

Tableau IV.4 Les compléments de charge permanentes CCP.

Elément	Densité (KN/m ³)	Poids linéaires (KN/ml)	Pccp (KN)
Revêtement	24	/	806.4
Trottoirs	25	9.37	327.95
Corniches	25	2.5	87.5
Glissière de sécurité	/	2	70
Total	/	13.87	1292

Tableau IV.5 Caractéristiques géométrique d'une dalle.

Longueur d'une poutre	35	m
Épaisseur de la dalle	0.25	m
Largeur de la dalle	13.25	m

Tableau IV.6 Caractéristiques géométrique d'une poutre.

Sections du poutre	Surface (m ²)	Longueur (m)
Section d'about	1.11	1.75*2
Section intermédiaire	0.8626	1.5*2
Section médiane	0.6416	28.5

Tableau IV.7 Poids des éléments du pont.

Élément	Poids (KN)	Nombre
Poutre	619	8
Dalle	2898	/
Entretoise	8.91	2*7

Tableau IV.8 Poids du tablier.

Poids propre du travée	7976	KN
Poids propre total du travée (G+CCP)	9268	KN
Poids propre totale du tablier	83628	KN

IV.5.1.2. Action thermique :

Le gradient thermique c'est la variation de température entre l'échauffement et le refroidissement de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2RCPR, en phase de construction ($\pm 12^{\circ}\text{C}$), en phase de service ($\pm 7^{\circ}\text{C}$).

Au nord de l'Algérie, on a une variation uniforme de température de : $+35^{\circ}\text{C}$ jusqu'à -15°C .

IV.5.2 Evaluation due au trafic :

IV.5.2.1 Les surcharges routières :

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✚ La surcharge de type A (L).
- ✚ Système Bc, Bt, Br.
- ✚ La surcharge militaire Mc120.
- ✚ La surcharge exceptionnelle convoi D240.

Caractéristiques du pont :

- ✚ Largeur roulable : 12 m
- ✚ Largeur chargeable : 11 m
- ✚ BDU : 1 m ; 0.5 m
- ✚ Largeur d'une voie : 3.5 m
- ✚ Nombre de voies : 3

Tableau IV.9 Classe du pont.

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7$
Deuxième classe	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
Troisième classe	$L_r \leq 5,50 \text{ m}$

Dans notre cas $L_r = 12 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$ **Notre pont est de 1ère classe.**

IV.5.2.1.1 Système de charge A :

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

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002l \end{cases}$$

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

L : Longueur chargée.

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

Tableau IV.10 Coefficient a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe de pont	Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième classe	1	0.9	/	/	/
	Troisième classe	0.9	0.8	/	/	/

La charge A2 est obtenue par multiplication de A1 par un coefficient a2. Avec :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v : la largeur d'une voie

$$v_0 = 3.50 \text{ m}$$

$$v = 3.67 \text{ m}$$

Tableau IV.11 Valeur de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)xa ₁ xa ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l) (kN/ml)
1	35	9,96	1	0,95	9,51	3,67	34,86
2	35	9,96	1	0,95	9,51	7,33	69,72
3	35	9,96	0,9	0,95	8,56	11,00	94,12

IV.5.2.1.2 Système de charge B :

Le système de charges B comprend trois systèmes 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 (100KN).
- ✚ Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. La figure ci-dessous représente ses caractéristiques :

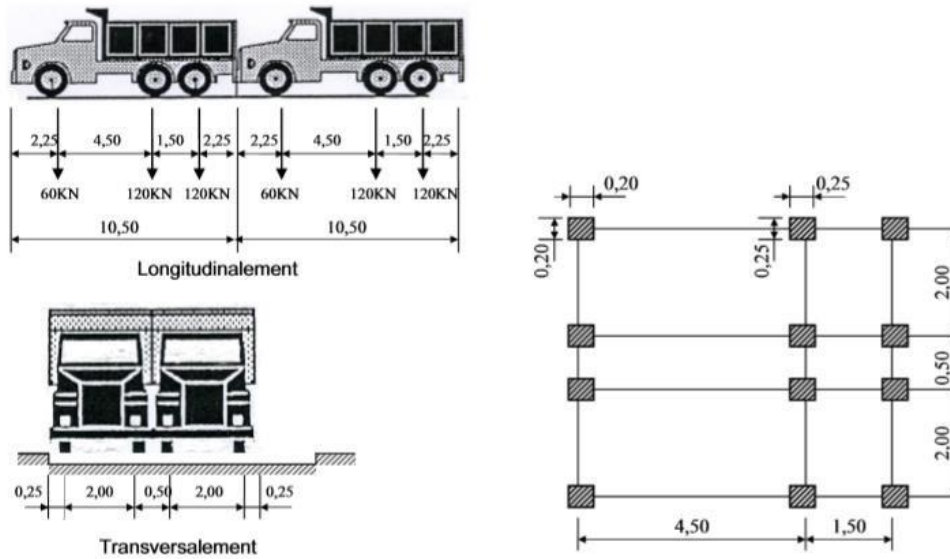


Figure IV.1 Système de charge Bc.

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient B_c dépend de la classe du pont et le nombre de voies considérées est présenté dans le tableau 4.3-RCPR suivant :

Tableau IV.12 Valeur de b_c .

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 et plus
Première	1.20	1.10	0.95	0.88	0.70
Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
Troisième	1.00	0.80	/	/	/

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.13 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	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Système Bc :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux

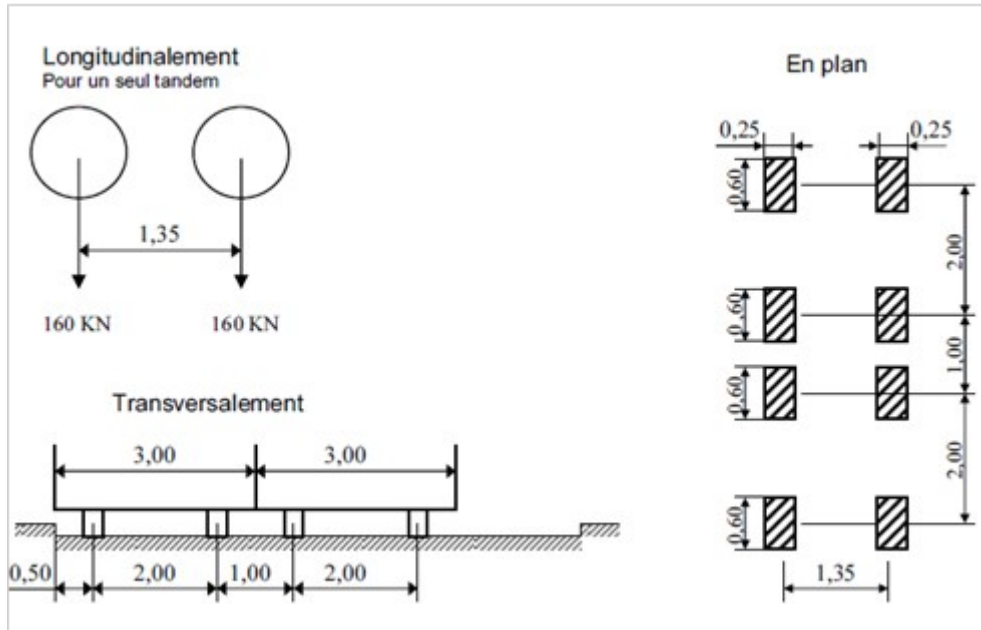


Figure IV.2 Système de charge Bt.

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par le coefficient b_t qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Les valeurs de b_t .

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.15 Les valeurs de Bt.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 - 3 - 4	640	1,2	768

Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

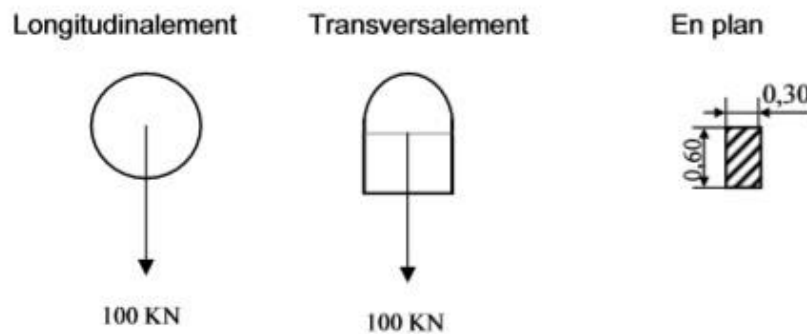


Figure IV.3 Système de charge Br.

IV.5.2.1.3 Charge militaire Mc120 :

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles, un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- ✚ Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- ✚ Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- ✚ Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.
- ✚ Poids totale : 110t
- ✚ Longueur d'une chenille : 6.10m
- ✚ Largeur d'une chenille : 1.00m

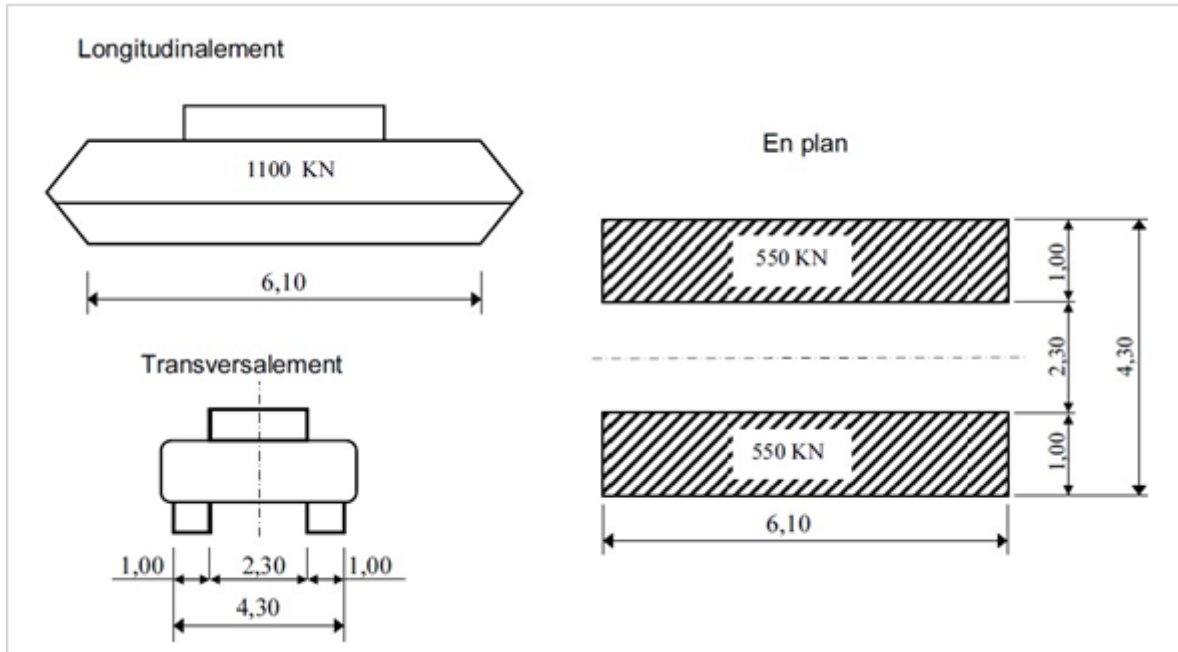


Figure IV.4 Convoi Mc120.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30.50m.

IV.5.2.1.4 Charge exceptionnelle D240 :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/m.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).

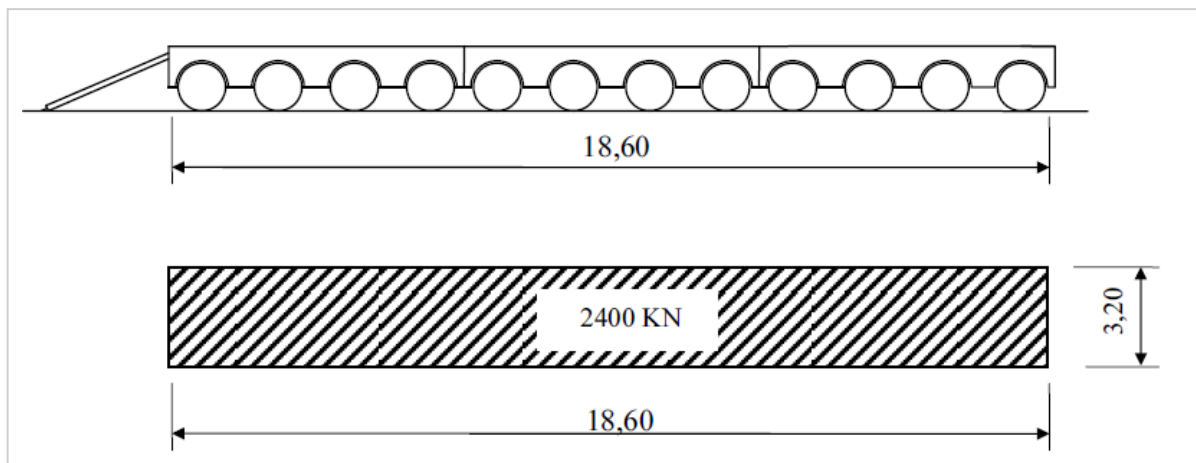


Figure IV.5 Convoi D240.

IV.5.2.2 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.

Remarque : Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier.

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en (m).

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.16 Les valeurs de δ .

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	35	9268,5	1710	1,076
B_t			768	1,062
Mc120			1100	1,067

IV.5.2.3 Effort de freinage :

Les systèmes de charge A et Bc développent des réactions de freinage, ces réactions s'exercent sur la surface de la chaussée.

IV.5.2.3.1 Système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN}$$

IV.5.2.3.2 Système de charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035S} \text{ en KN}$$

S : est la surface chargée.

Tableau IV.17 L'effort de freinage de système A.

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	128.45	9,51	59.73
2	256.9	9,51	116.9
3	385.35	8,56	154.51

IV.6 MODELISATION :

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

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec neuf (09) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (huit (08) poutres sont modélisées par des éléments barres travail en flexion avec une dalle considérer comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis).

Les charges et leurs distributions transversale ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

La modélisation d'un ouvrage passe par les étapes principaux suivantes :

- ✚ La définition des lignes de constructions.
- ✚ La définition des différents éléments de l'ouvrage et leurs matériaux.
- ✚ La définition des conditions d'appui.
- ✚ La définition des cas de charge et les différentes combinaisons.
- ✚ Les résultats de calcul.

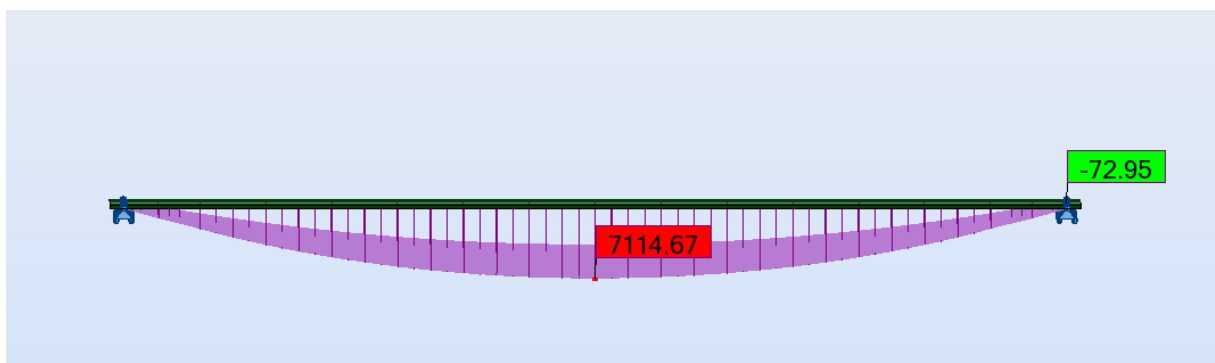


Figure IV.6 Moment maximal à l'ELS.

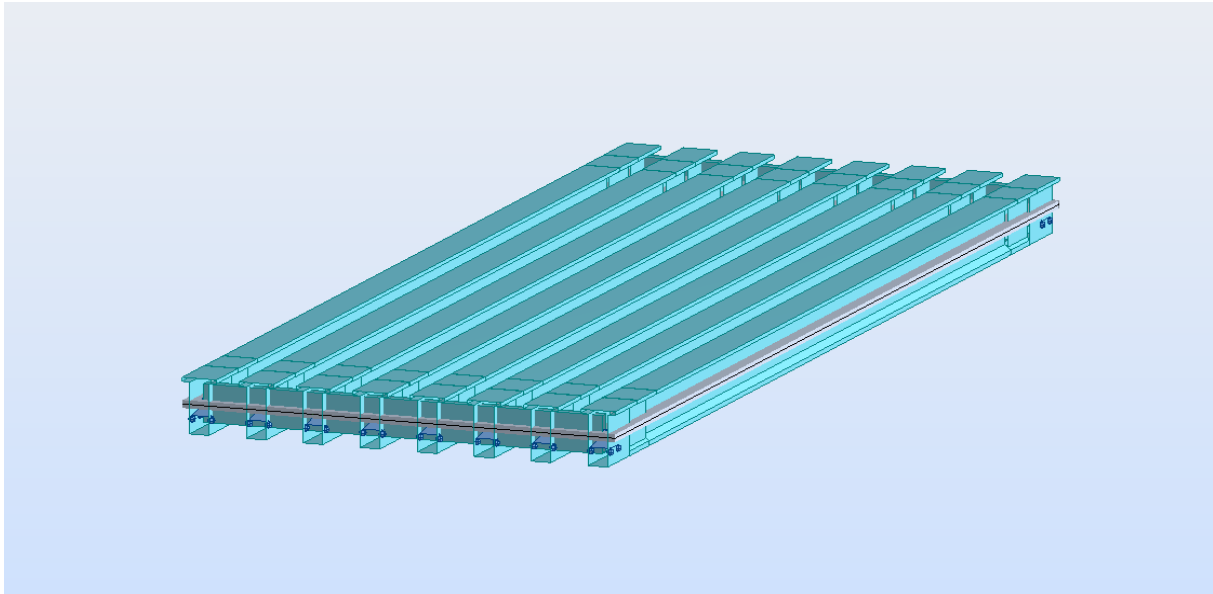


Figure IV.7 Modèle de calcul pont à poutre.

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d'actions :

Tableau IV.18 Combinaisons de charges à l'ELU.

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELU 1	1.35	1.6	/	/	/	/
ELU 2	1.35	/	1.6	/	/	/
ELU 3	1.35	/	/	1.6	/	/
ELU 4	1.35	/	/	/	1.35	/
ELU 5	1.35	/	/	/	/	1.35

Tableau IV.19 Combinaisons de charges à l'ELS.

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELS 1	1	1.2	/	/	/	/
ELS 2	1	/	1.2	/	/	/
ELS3	1	/	/	1.2	/	/
ELS 4	1	/	/	/	1	/
ELS 5	1	/	/	/	/	1

IV.6.1 Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Les résultats sont donnés en KN.m pour les moments et en KN pour les forces.

L'étude de ce type d'ouvrage impose la modélisation de tablier entièrement (09 travée), mais on a étudié qu'une seule travée dans la suite de travail.

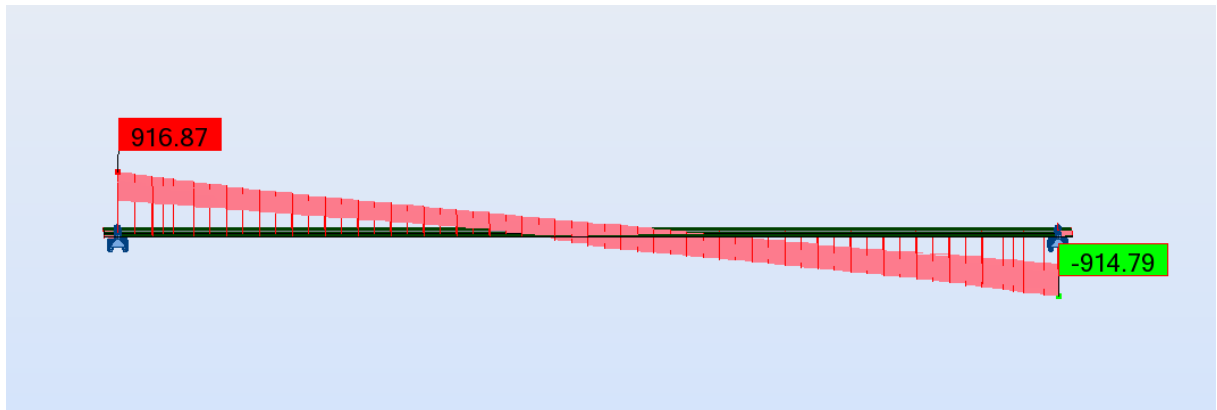


Figure IV.8 Effort tranchant maximal à l'ELS.

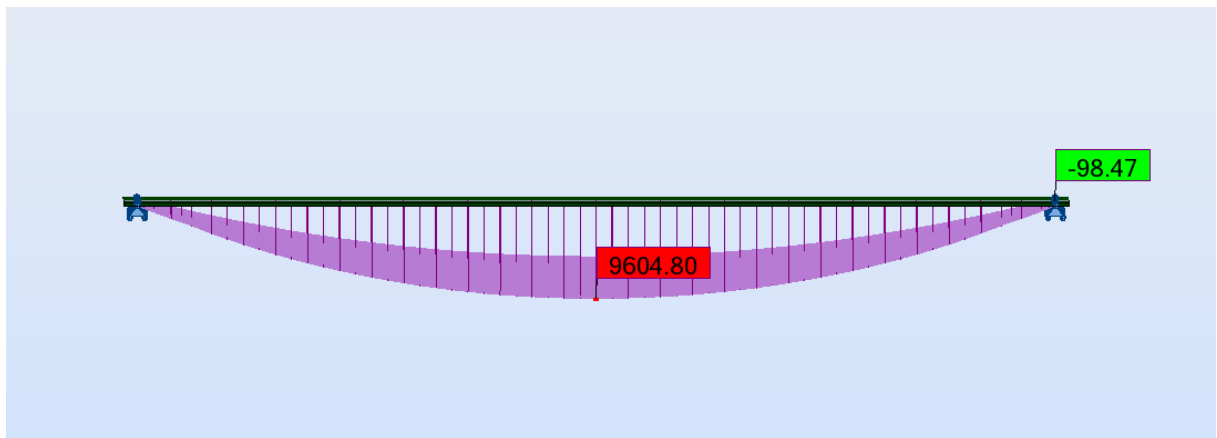


Figure IV.9 Moment maximal à l'ELU.

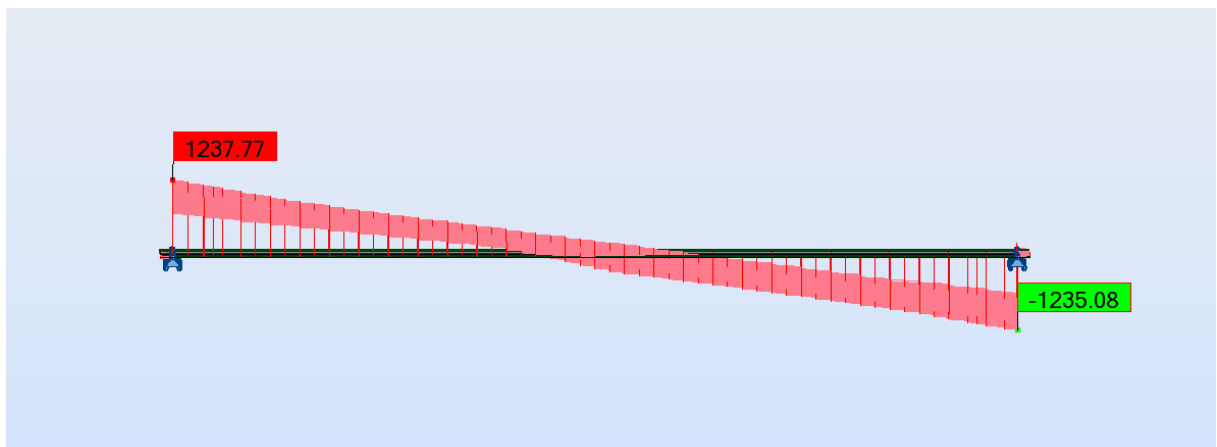


Figure IV.10 Effort tranchant maximal à l'ELU.

IV.7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.

L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte.

Les principaux modes de la précontrainte utilisés sont :

- ✚ Par post-tension : La mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et ait suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P.
- ✚ Par pré-tension : consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux culées fixes, on coule ensuite, tout autour d'elles et à leur contact direct, le béton de la pièce. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures.

V.2 PROCÉDES DE PRECONTRAINTES :

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend généralement les éléments suivants :

- ✚ Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- ✚ Ancrage passif, situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- ✚ Les accessoires (les gaines, les tubes d'injection...).
- ✚ Matériels de mise en tension : vérins, pompe d'injection, pompe d'alimentation des vérins, etc.
- ✚ L'armature de précontrainte.

V.2.1 Procédé par post tension :

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

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

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Tableau V. 1 Les caractéristiques géométriques des sections nettes.

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B(m²)	1,11	1,54	0,64	1,08
v'(m)	0,92	1,19	0,93	1,31
v (m)	0,83	0,81	0,82	0,69
I_G(m⁴)	0,30	0,59	0,24	0,47
i²(m²)	0,27	0,38	0,38	0,44
ρ	0,36	0,40	0,50	0,48

Avec :

B : l'aire de la section.

v' et v : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($u' + u = h$).

I_G : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique. $\rho = I/(B \times u' \times u)$

V.3.1 Valeurs minimale de la précontrainte :

Pour une section de classe II est donnée par : $P_{min} = \max (P_I ; P_{II})$ tel que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt1} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Tableau V.2 Résultats de logiciel.

Résultats Logiciel		
Mgp (Moment du au poids propre d'une poutre seule)	2,30	MN.m
M _{max} (Valeur maximale de moment)	7.114	MN.m
M _{min} (Valeur minimale de moment)	4.323	MN.m
V _M (Valeur maximale de l'effort tranchant)	0.916	MN
V _m (Valeur minimale de l'effort tranchant)	0,526	MN

Avec :

- ✚ $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$.
- ✚ $\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$.
- ✚ $d' = 0.1 \times h \text{ (poutre + dalle)} = 0.1 \times 2 = 2 \text{ m}$.

Application Numérique :

PI = 2.90 MN

PII = 4.93 MN

Donc $P_{min} = \max(2.90 ; 4.93) = 4.93 \text{ MN}$

V.3.2 Détermination nombre de câble :

$$N \geq \frac{P_{min}}{P_0(1 - \Delta P_0)}$$

- ✚ $\Delta P_0 = 25\%$
- ✚ P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

Tableau V.3 Caractéristiques des câbles.

Tm Mpa	D mm	S mm ²	Fpk KN	M Kg/m	Fp0.1% KN	F0 KN	T0 N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

Tableau V.4 Caractéristiques des câbles.

Classe de résistance (Mpa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15.3	15.7	12.5	12.9	15.3	15.7
Nombres des Torons	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657

$$P_0 = \min \{(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\} = 2.35 \text{ MN}$$

$$N \geq \frac{4.93}{0.75 \times 2.35} = 2.80$$

Donc on opte pour : $N = 3$ câbles de 12T15, classe 1770.

V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

La vérification se fait à mi-travée en 04 phases :

- ✚ Phase 1 : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- ✚ Phase 2 : après 28 jours, les deux câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- ✚ Phase 3 : après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%.
- ✚ Phase 4 : en service, les pertes finales sont considérées 25%.

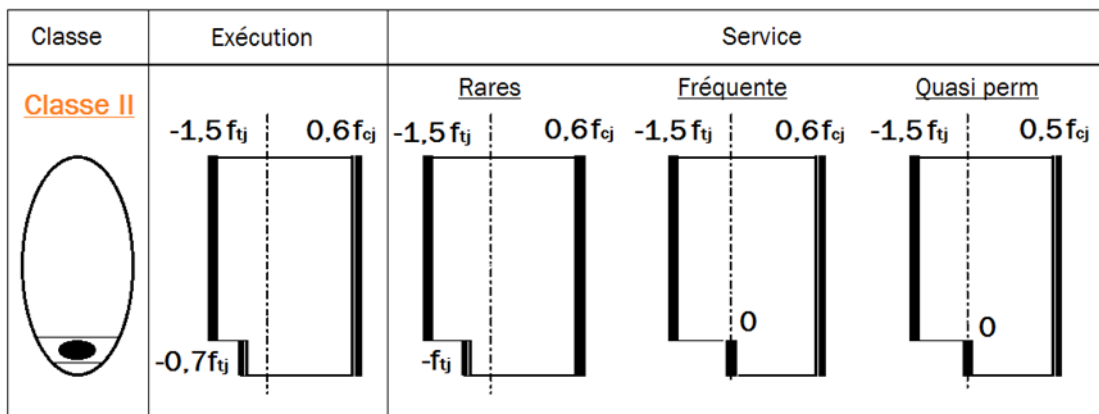


Figure V. 1 Vérification de la contrainte.

Tableau V.5 Résultats des contraintes.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 3
f_{c7} (MPa)	23.18	35.00	35.00	35.00
f_{t7} (MPa)	1.99	2.70	2.70	2.70
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bc} (MPa)	13.91	21.00	21.00	21.00
ΔP %	10	10	15	25

On vérifie que :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \cdot e_0 - M) \cdot V \frac{v}{I} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \cdot e_0 - M) \cdot V \frac{v'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Avec $obc = 0.6 * fcj$

Tableau V.6 Résultats de vérification des contraintes.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,73	2,30	3,17	4,93	4,99	Vérifiée
Phase 2	0,73	2,30	6,35	2,07	18,76	Vérifiée
Phase 3	1,11	3,73	5,99	1,27	13,72	Vérifiée
Phase 4	1,11	7,11	5,29	6,74	1,43	Vérifiée

V.5 POSITION DES CABLES :

Au niveau de la section médiane qui est la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum, On a choisi la troisième disposition, on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

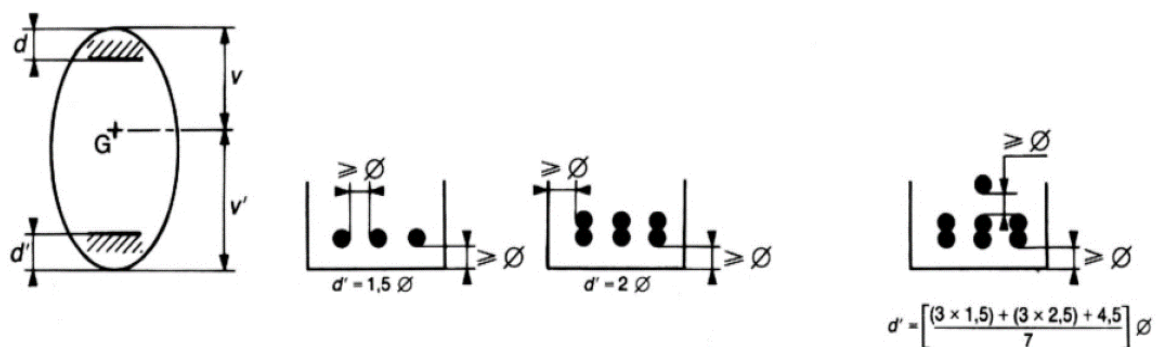


Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- $\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$
- $\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} + \phi_{gaine} = 2.5 \times \phi_{gaine} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$
- $\phi_3 \geq 3 \times \phi_{gaine} + 1.5 \times \phi_{gaine} = 4.5 \times \phi_{gaine} = 0.36 \text{ m.}$

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par L'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15s est de dimensions $A \times B = 24 \times 20 \text{ mm}^2$.

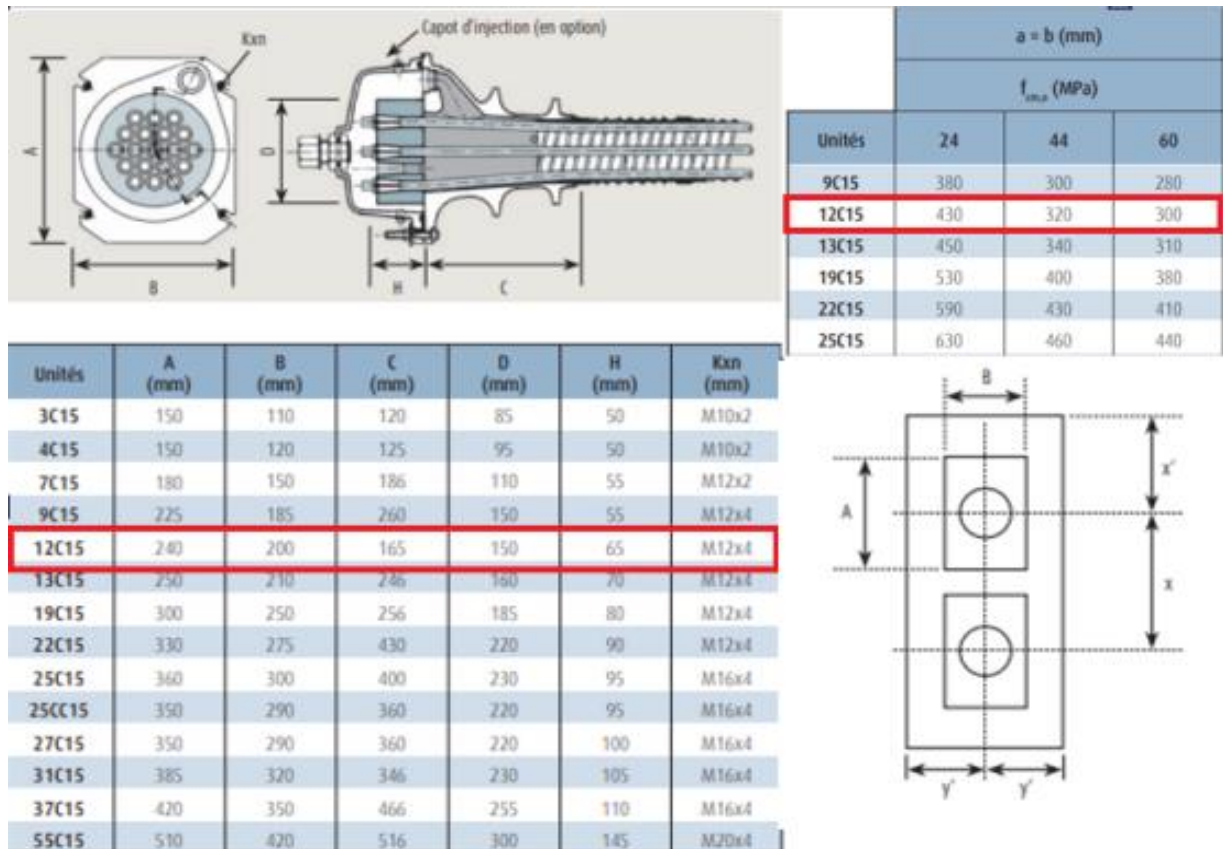


Figure V. 3 Caractéristiques des plaques d'ancrage.

Les dimensions x et x' et doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✚ $x \geq 0.85 \times a$
- ✚ $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm}$

On prend $x = 35 \text{ cm}$ et $x' = 35 \text{ cm}$.

Tableau V.7 Position des câbles.

	Yi (m)	
	X = 0	X = L/2
C1	0,7	0,12
C2	1,05	0,2
C3	1,4	0,36

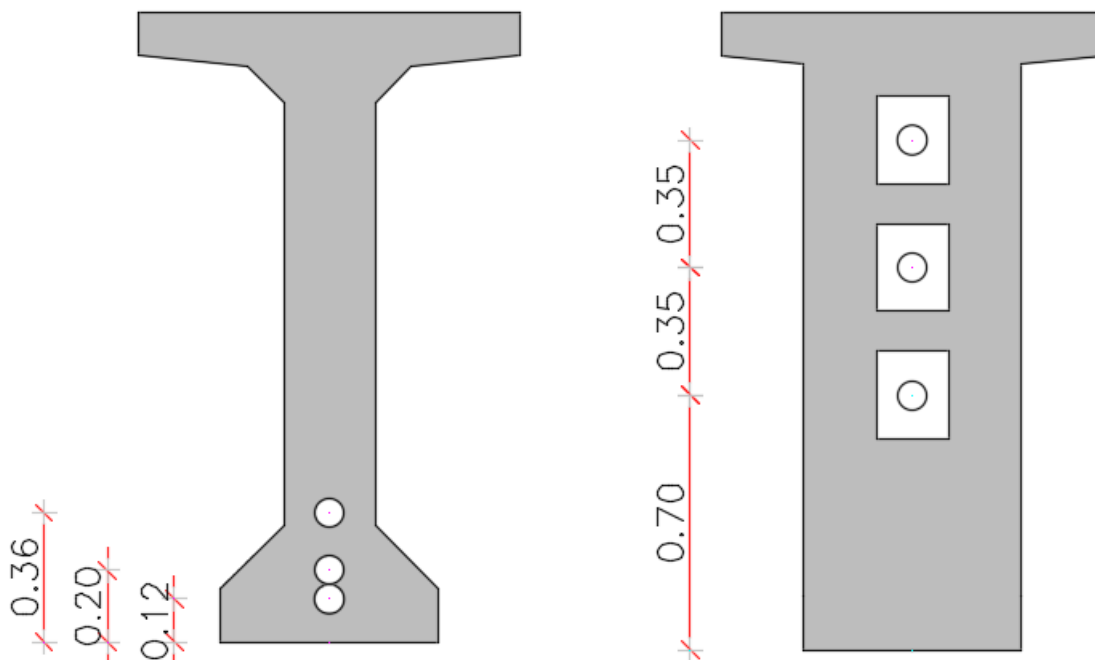


Figure V.5 position des câbles-section médiane.

Figure V.4 position des câbles-section d'about.

V.5.1 Tracé des câbles :

Chaque câble aura un tracé parabolique, le tracé suit le diagramme des moments (les charges appliquées sont généralement des charges réparties).

V.5.2 Angle de relevage :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.2m à partir de son ancrage, elle permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, elle donnée par la formule suivante :

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

- ✚ V_M et V_m : l'effort tranchant maximal et minimal (obtenus par la modélisation)
- ✚ \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about
 $\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$
- ✚ \bar{T} : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service
 $\bar{T} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$
- ✚ σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre
- ✚ $B_n = B_{\text{Brute}} - n \cdot B_{\text{gaine}}$
- ✚ b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \phi$
- ✚ n : nombre de lit = 1
- ✚ b_0 : largeur brute de la section (largeur de l'âme dans la section d'about =

60cm)

Bgaine : surface de la gaine et ϕ représente son diamètre et égale à 8cm

Tableau V.8 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

bn	0.52	m
Bn	1.53	m ²
P	5.29	MN
σ_x	3.46	MPa
\bar{T}	2.58	MPa
\bar{V}	2.15	MPa

Donc, l'angle de relevage sera :

$$-13.44^\circ \leq \alpha \leq 30.34^\circ$$

D'après le tracé des câbles, les angles de relevage sont :

$$\alpha_{c1} = 3.69^\circ$$

$$\alpha_{c2} = 5.4^\circ$$

$$\alpha_{c3} = 6.61^\circ$$

Tableau V.9 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			0	1	17,5			
C1	33	3,69	0,700	0,636	0,120	0,516	264,060	0,062
C2	33	5,4	1,050	0,955	0,200	0,755	180,185	0,092
C3	33	6,61	1,400	1,284	0,360	0,924	147,302	0,112

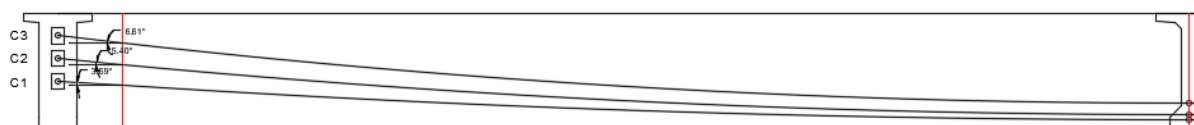


Figure V. 6 Tracé des câbles.

V.6 CALCUL DES PERTES :

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension du câble, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné. En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. On distingue deux familles des pertes de précontraintes:

- ✚ Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, elles sont dues au :
 - Frottement du câble dans sa gaine.
 - Recul d'ancrage.
 - Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

- ✚ Les Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, on les distingue en :
 - Retrait du béton. Fluage du béton.
 - Relaxation des aciers.

V.6.1 Les pertes de tension instantanées :

V.6.1.1 Pertes par frottements :

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

α : L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (ALGA).

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1770 \text{ MPa}$.

Tableau V.10 Les résultats de calcul des pertes par 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	17,5	0,062	0,046	64,00	70,35	4,97%
C2	17,5	0,092	0,051	71,06		
C3	17,5	0,112	0,055	75,99		

V.6.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Elle est définie comme suit :

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

σ_{p0} : la contrainte initiale; $\sigma_{p0} = 1416$ MPa

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage;

g : l'intensité du recul d'ancrage; g = 6 mm.

E_p : module d'élasticité des aciers; $E_p = 190\,000$ MPa

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans les différentes sections de la poutre sont présentés dans le tableau suivant :!

Tableau V.11 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)
C1	17,5	0,0026	17,45
C2	17,5	0,0029	16,54
C3	17,5	0,0032	15,98

$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
0	130,63 (MPa)
0	137,82 (MPa)
0	142,66 (MPa)

Remarque

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section ($X=L/2$) parce que : $d < x=L/2$ dans les trois câbles.

V.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Donnée par la formules suivante :

$$\sigma_e = \frac{E_p}{2E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$$

Tableau V.12 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton

Mg =	2,30	MN
Eij =	35981,73	MPa
e = v'-moy(ei)	0,69	m
B =	0,64	m ²
IG =	0,24	m ⁴
n cable =	3	

σ_{bi}	17.20	MPa
$\Delta\sigma$	45.41	MPa
$\Delta\sigma$ en %	3.21	%

V.6.2 Les pertes de tension différées :

V.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = sr (1 - r(j)) EP$$

er le retrait total du béton. = $3 \cdot 10^{-4}$

j : l'Age du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(j) = t / t + 9 r(m). \text{ Avec } r(m) = Bn / p.$$

Bn : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Tableau V.13 Les résultats de calcul des pertes par retrait.

	Valeur	Unité
$\Delta\sigma$	45.41	MPa
$\Delta\sigma$	3.21%	%

V.6.2.2 Pertes par fluage :

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

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

Avec :

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

$$\sigma_b = \frac{P}{B} = \frac{Pe2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

Position	X= L/2
X (m)	17.5
Mp (MN.m)	4.32
e0 (m)	1.08
Δσ_f (MPa)	107.61
Δσ_f %	7.6%

V.6.2.3 Pertes par relaxation :

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause du relâchement de ses fibres. C'est le phénomène de fatigue des matériaux ou relaxation. La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

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

μ₀ coefficient égale à :

- 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- **0,43** pour les armatures à très basse relaxation.
- 0,35 pour les autres armatures.

En général : ρ₁₀₀₀ = **2.5%** pour les aciers TBR. ρ₁₀₀₀ = 8% pour les aciers RN.

Tableau V.15 Les résultats de calcul des pertes par relaxation.

Position	X= L/2
X (m)	17.5
Δσ_{rel} (MPa)	59.41
Δσ_{rel} %	4.2%

Concernant les pertes totales on prend les résultats au point $X=L/2$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e + \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6 \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 329.87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 23.3 \%$$

Le pourcentage des pertes calculés (24.39%) est bien inférieur à celui estimé au préalable (25%).

V.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue en quatre phase en considérant 04 sections $X= 0.5, L/4, 3L/8$ et $L/2$ pour la vérification des contraintes normale.

Tableau V.16 Caractéristiques des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2		x=0	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,750	2,000	1,750	2,000	1,750	2,000	1,750	2,000	1,750	2,000
B_{nette} (m²)	1,090	1,529	0,627	1,062	0,627	1,062	0,627	1,062	1,090	1,529
v_n (m)	0,561	0,778	0,810	0,680	0,810	0,680	0,810	0,680	0,561	0,778
v'_n (m)	1,189	1,223	0,940	1,320	0,940	1,320	0,940	1,320	1,189	1,223
I_{nG} (m⁴)	0,592	0,640	0,227	0,451	0,227	0,451	0,227	0,451	0,592	0,640
ρ (%)	81,38	44,05	47,59	47,30	47,59	47,30	47,59	47,30	81,38	44,05

Les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 encadrant la valeur probable Pm avec :

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

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

Tableau V.17 Contraintes admissibles.

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σ_{bc} (MPa)	13.91	21	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	Exécution
σ_{bt2} (MPa)	-1.99	-2.7	Q.Rares

V.7.1 Effort de précontrainte :

Tableau V.18 Position des câbles moyen.

	CY1	CY2	CY3	Ymoy
x=0.5	0,67	1,00	1,34	1,00
x=L/4	0,26	0,41	0,62	0,43
x=3L/8	0,16	0,25	0,42	0,28
x=L/2	0,12	0,20	0,36	0,23

Tableau V.19 Caractéristique de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,09	3,48	3,28	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,17	6,73	6,22	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 3	3	100	11,96	6,52	5,90	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 4	3	100	23,30	5,88	4,94	1,00	0,43	0,28	0,23

V.7.2 Justification des contraintes normales :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$$

Tableau V.20 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,19	0,51	0,66	0,71	0,19	0,51	0,66	0,71
MEls		0,00	1,69	2,15	2,29	0,00	1,69	2,15	2,29
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,73	6,73	6,73	6,73
P2 (MN)		3,28	3,28	3,28	3,28	6,22	6,22	6,22	6,22
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,03	7,65	8,17	0,00	6,03	7,67	8,17
	σ_{inf}	0,00	-7,00	-6,28	-9,48	0,00	-7,00	-8,90	-9,48
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,58	-0,75	-2,67	-3,30	4,99	-1,45	-5,16	-6,39
	σ_{inf}	4,49	12,87	15,10	15,84	8,69	24,90	29,19	30,62
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,43	-0,71	-2,51	-3,11	4,61	-1,34	-4,76	-5,90
	σ_{inf}	4,24	12,14	14,23	14,93	8,02	23,00	26,97	28,29
σ_{sup}		2,58	5,28	4,99	4,87	4,99	4,58	2,52	1,78

σMax (MPa)	σinf	4,49	5,88	8,82	6,35	8,69	17,90	20,29	19,78
σMin (MPa)	σsup	2,43	5,32	5,14	5,06	4,61	4,69	2,91	2,27
	σinf	4,24	5,14	7,96	5,45	8,02	16,00	18,06	17,81

Tableau V.21 Vérification des contraintes normales pour phase 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)		0,22	0,89	1,04	1,09	0,22	0,89	1,04	1,09
MELs		0,00	2,75	3,49	3,73	0,00	5,37	6,67	7,11
P1 (MN)		6,52	6,52	6,52	6,52	5,88	5,88	5,88	5,88
P2 (MN)		5,90	5,90	5,90	5,90	4,94	4,94	4,94	4,94
σp (MPa)	σsup	0,00	4,15	5,25	5,62	0,00	8,09	10,06	10,72
	σinf	0,00	-8,05	-10,20	-10,92	0,00	-15,71	-19,52	-20,81
σP1 (MPa)	σsup	2,53	-2,59	-4,10	-4,61	2,28	-2,34	-3,70	-4,16
	σinf	6,99	23,07	26,01	26,99	6,30	20,81	23,46	24,34
σP2 (MPa)	σsup	2,29	0,58	-0,19	-4,17	2,66	1,09	-0,35	-3,49
	σinf	6,33	20,88	23,54	24,42	5,30	17,48	19,71	20,45
σMax (MPa)	σsup	2,53	1,56	1,15	1,02	2,28	5,76	6,36	6,56
	σinf	6,99	15,02	15,81	16,07	6,30	5,10	3,93	3,53
σMin (MPa)	σsup	2,29	4,72	5,07	1,45	2,66	9,18	9,70	7,23
	σinf	6,33	12,83	13,34	13,51	5,30	1,78	0,19	-0,36

V.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS :

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times B_n}$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin \alpha_i$$

$$S_n = v' \times B_n$$

Avec :

- S_n : moment statique par rapport au centre de gravité de la section
- b_n : largeur nette de la section d'about : $b_n = 0.52m$

- σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Tableau V.22 Les composantes de P.

Câble	P	α	Pcos α	Psin α
C1	1.80	3.6	1.80	0.12
C2	1.80	5.4	1.79	0.17
C3	1.80	6.6	1.79	0.21
Somme			5.38	0.49

On trouve $\sigma_x = 3.52 \text{MPa}$

Donc $\bar{\tau}_1 = 2.33 \text{MPa}$

$\sigma_x < 0.4 * f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifié que $\tau < \bar{\tau}_1$

$V_{ser} = 0.92 \text{MPa}$; $V_{red} = 0.42 \text{MPa}$; $S_n = 0.50 \text{m}^3$; $b_n = 0.52 \text{m}$; $I_n = 0.64 \text{m}^4$

$\tau = 0.64 \text{MPa}$

$0.64 < 2.33$; Condition vérifié.

V.9 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU :

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

Dans laquelle :

- ✚ σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G; $\sigma_x = P/B$
- ✚ τ_u : Contrainte tangentielle ultime,

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times B_n}$$

$V_u = 1.24 \text{MPa}$; $V_{u, red} = 0.74 \text{MPa}$

Donc $\tau_u = 1.12 \text{MPa}$

$\beta_u = 16.21^\circ$ on prend $\beta = 30^\circ$

V.10 SECTION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

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

On trouve :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.502 \text{ cm/ml}$$

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa} > 1.12 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.11 FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

V.11.1 Les armatures de la zone tendues :

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

B_t : aire de la section du béton en traction,

σ_{bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction,

N_{bt} : résultante des contraintes de traction correspondantes.

Pour notre cas et d'après les résultats de vérification des contraintes on n'a pas des contraintes de traction importante mais on dispose quand même une section minimale d'armature 0.1% * $B = 6.25 \text{ cm}^2$ on prend **6HA12**

V.11.2 Les armatures de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure :

section d'about

section médiane

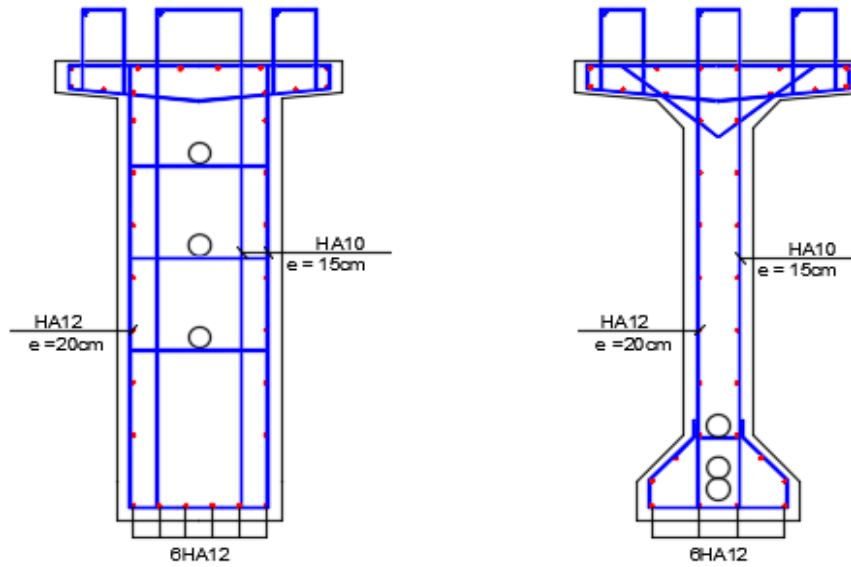


Figure V.7 Ferrailage de la poutre.

V.12 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a vu la méthode de dimensionnement de la précontrainte de la poutre ainsi les vérifications nécessaires à faire.

ETUDE DE L'HOURLDIS

VI.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va faire la vérification de la flèche et l'étude de l'hourdis. Les flèches sont déterminées à partir de modèle de calcul.

VI.2 Vérification de la flèche :

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations.

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche admissible est de $L/500$, où L 'est la portée de la travée considérée.

$$\text{Donc : } \frac{35}{500} = 0.07 \text{ m}$$

Alors la flèche admissible égale à 7cm.

VI.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre :



Figure VI.1 Flèche due au poids propre.

On constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 3.2 cm.

VI.2.2 Contre flèche de précontrainte :

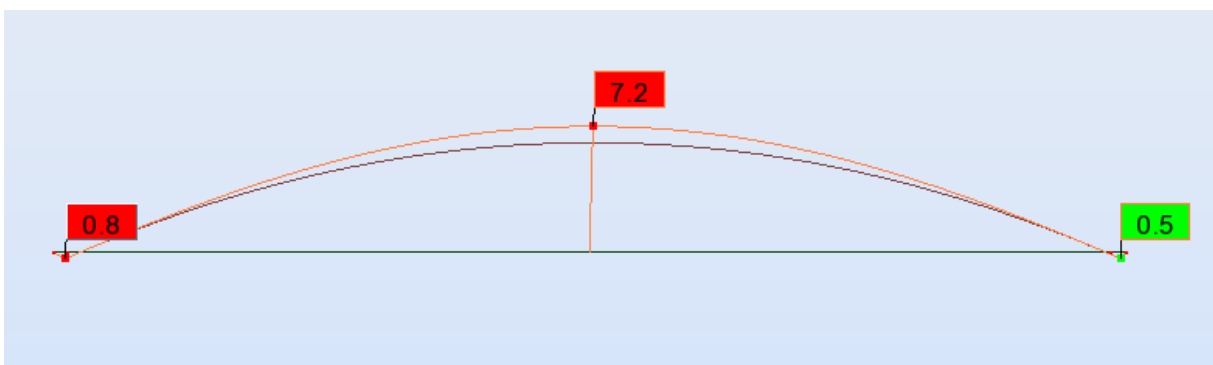


Figure VI.2 Contre flèche de précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 7.2 cm.

VI.2.3 Flèche maximale à ELS :

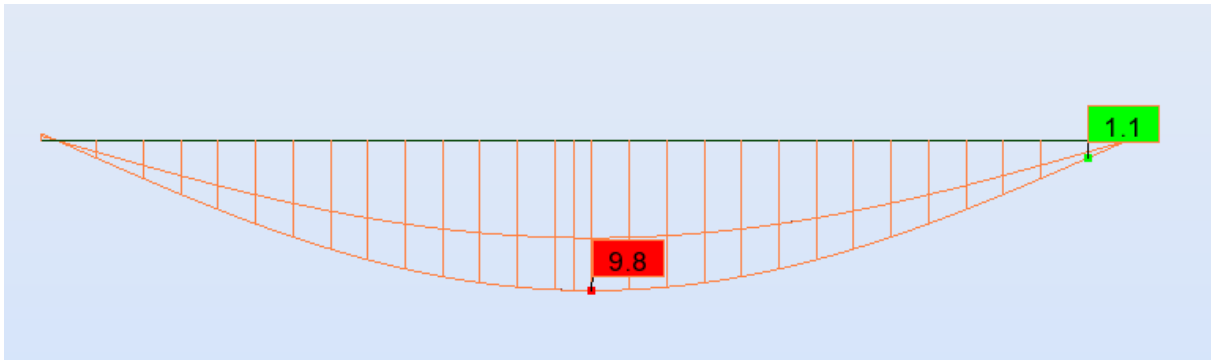


Figure VI.3 La flèche maximale du tablier en service.

La flèche maximale à l'ELS égale à 9.8 cm.

VI.2.4 Flèche totale :

$9.8 - 7.2 = 2.6 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

VI.3 ETUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, destinée à recevoir le revêtement, les surcharges et à transmettre les charges aux poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- ✚ Une flexion longitudinale : le problème de ferrailage ne se pose pas, la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- ✚ Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale puis on va déterminer les armatures nécessaires pour la dalle.

VI.3.1 Ferrailage sous la flexion transversales :

VI.3.1.1 La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée comme un élément barre de section (0.25m × 13.25m) dont la largeur est prise égale à 1m repose sur 9 appuis, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions déjà définies.

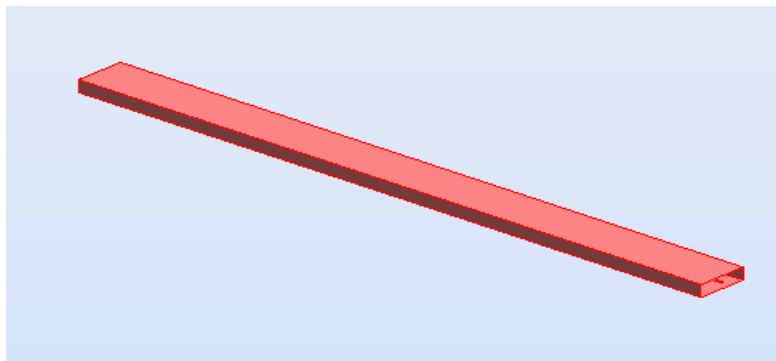


Figure VI.4 La modélisation de l'hourdis.

Les résultats combinaisons plus défavorable obtenus à l'ELU et à l'ELS sont donnés ci-dessous :

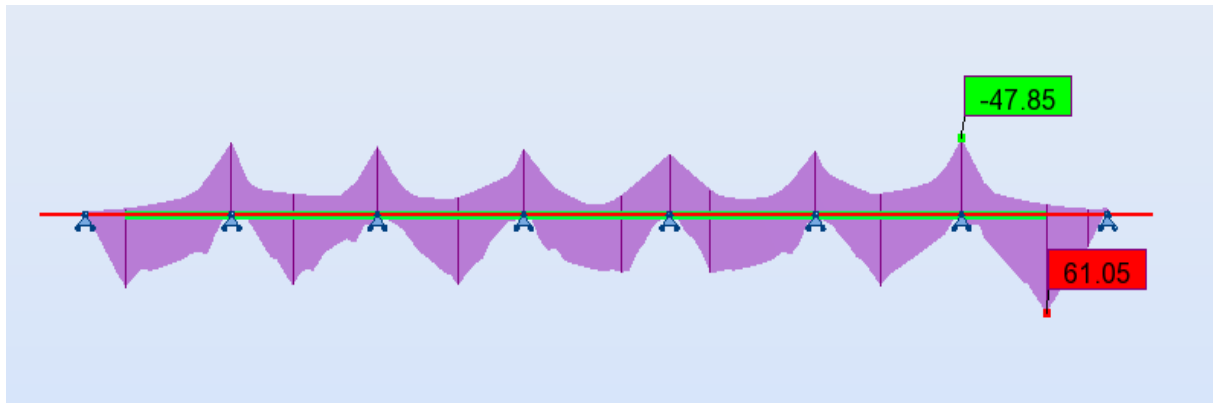


Figure VI.5 Diagramme des moments max à l'ELU.

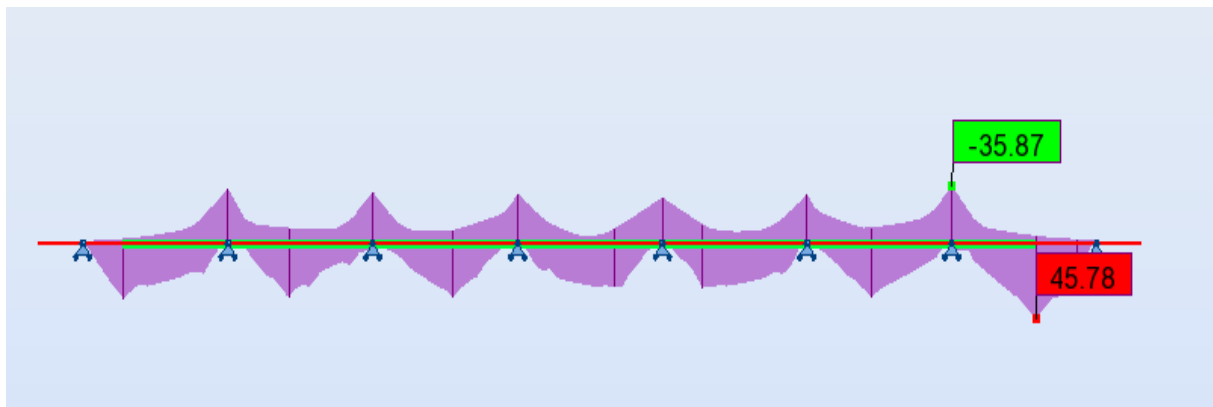


Figure VI.6 Diagramme des moments max à l'ELS.

VI.3.2 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, elle est ferrillée en flexion simple.

VI.3.2.1 Les armatures transversales :

La nappe inférieure :

$M_{max} = 45.78 \text{KN.m}$ On trouve que $A_s = 11.3 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Soit **6HA16/ml** espacées de 17.5cm .

La nappe supérieure :

$M_{max} = 35.87 \text{KN.m}$ On trouve que $A_s = 8.7 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Soit **6HA14/ml** espacées de 17.5cm .

VI.3.2.2 Les armatures longitudinales :

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

La nappe inférieure :

On prend **5HA10/ml** ($A_s = 3.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

La nappe supérieure :

On prend **5HA10/ml** ($A_s = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

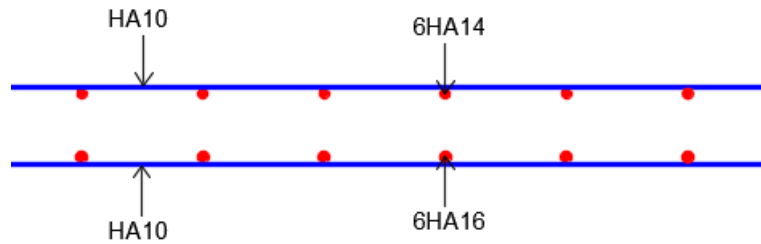


Figure VI.7 Ferrailage de la dalle.

VI.4 CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre la vérification de la flèche et le ferrailage transversale et longitudinale de la dalle, en utilisant logiciel ROBOT.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

VII.1 INTRODUCTION :

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers.

Ces équipements permettent un fonctionnement correct de la structure tel que les appareils d'appuis et les joints de chaussées, et rendre la circulation confortable avec la chaussée.

Parmi ces équipements :

- ✚ Trottoirs.
- ✚ Les bordures et les dispositifs de retenue.
- ✚ L'étanchéité.
- ✚ Les appareils d'appuis et les joints de chaussée.
- ✚ Corniches.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2 APPAREIL D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement.

Dans notre cas, nous avons opté pour ce type d'appareils d'appui car ils présentent plusieurs avantages, notamment leur facilité de mise en œuvre et leur coût relativement modéré.

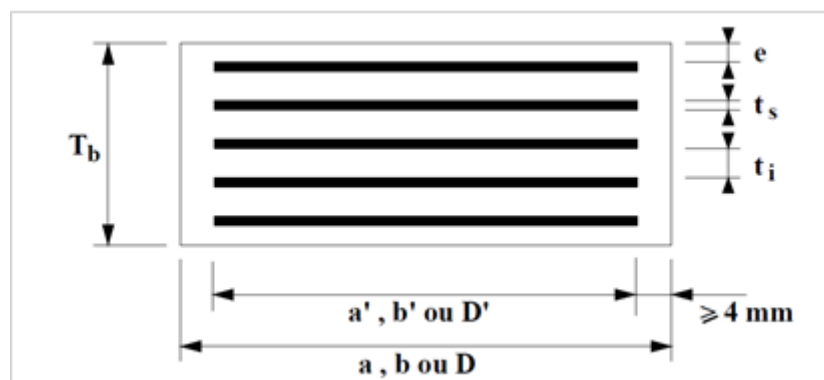


Figure VII. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

VII.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

σ_{max} : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

R_{max} : Réaction d'appui à ELU.

$R_{max} = 1.24 \text{ MN}$. Résultats du ROBOT la réaction max de la poutre.

On trouve $axb = 620 \text{ cm}^2$, on prend $a. b \approx 250 \times 350 \text{ mm}^2$.

VII.2.2 L'épaisseur de l'appareil d'appui T :

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

35. 00 $\leq T \leq$ 70. 00mm.

VII.2.3 Dimensionnement des frettes :

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

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

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{1.24}{0.25 \times 0.35} = 14.17 \text{ MPa}$$

σ_e : limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \cdot G \cdot (a + b)}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 0.9 MPa On trouve que :

on trouve $ts = 1.86 \text{ mm}$; alors on prend **$ts = 2 \text{ mm}$** .

Feuillets d'élastomère : **$ti = 10 \text{ mm}$** . Enrobage des chants : 4mm.

Enrobage extérieur : 2.5mm. Donc **$Tb = 55 \text{ mm}$** .

L'épaisseur totale de l'élastomère **$T = 45 \text{ mm}$** .

VII.3 ETUDE SISMIQUE :

VII.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié, le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

- ✚ Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- ✚ L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- ✚ Le coefficient d'accélération de zone $a = 0.2$ (RPOA, tableau 3.1).
- ✚ Le sol est de catégorie S3.

VII.3.2 Méthode de calcul :

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

VII.3.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique.

Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle, soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

✚ Critère n°01 : « Masse modale ».

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 (fut et chevêtre). Autrement dit, la masse des piles **M_p** doit être inférieure à 43% de la masse totale **MT = G + α Q** (Q = 0 car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_p = M_{chevêtre} + M_{pile} < 0,43 MT = 0,43 (G \times Nb.travées)$$

$$M_p = 2115.35 \text{ t} < 0,43 MT = 3596 \text{ t (Condition vérifiée)}$$

✚ Critère n°02 : « Angle de biais »

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

✚ Critère n°03 : « Angle de courbure »

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

✚ Critère n°04 : « Symétrie transversale »

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e₀) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :

$$e_0 = |X_m - X_R| \leq 5\%L = |157.9 - 166.18| = 8.28 < 5\% \times 315.8 \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.3.3.1 Evaluation des raideurs :

En utilisant les caractéristiques de l'infrastructure, la raideur du système est donnée par :

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}$$

$$\text{Sens longitudinal : } K_{pile} = n \times \frac{3.E.I_l}{h^3}$$

$$\text{Sens transversale : } K_{pile} = \frac{3.E.I_t}{h^3} \quad \text{Avec :}$$

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui égal à **1,2 MPa** en cas dynamique ;

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère ;

$$\mathbf{a \times b = (250 \times 350) \text{ mm}^2 / T = 45 \text{ mm}}$$

n : Nombre de fûts composant la pile ; **n = 03**

E : Module de déformation instantanée du béton ; **E = 33000 MPa**

I_l : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ; **I_l = π × D⁴/64**

I_t : Moment d'inertie transversale de la pile (Théorème de Huygens) ;

h : hauteur des fûts ;

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis (**KA_{app}**).

Tableau VII.1 Résultats de calcul des raideurs des fûts

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	10	2,00	0,79	3	233,15
P2	16	2,00	0,79	3	56,92
P3	19	2,00	0,79	3	33,99
P4	23	2,00	0,79	3	19,16
P5	27	2,00	0,79	3	11,84
P6	16	2,00	0,79	3	56,92
P7	9	2,00	0,79	3	319,81
P8	6	2,00	0,79	3	1079,38

Tableau VII.2 Résultats de calcul des rigidités des piles.

Piles	$k_{F\hat{u}t}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	233,15	2,33	16	32,18
P2	56,92	2,33	16	22,55
P3	33,99	2,33	16	17,79
P4	19,16	2,33	16	12,66
P5	11,84	2,33	16	8,99
P6	56,92	2,33	16	22,55
P7	319,81	2,33	16	33,43
P8	1079,38	2,33	16	36,09

Tableau VII.3 Résultats de calcul des rigidités des culées.

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,33	8	18,67
C2	2,33	8	18,67

Raideur totale : $K_{tot} = K_{piles} + K_{culées} = 223.57 \text{ MN/m}$

VII.3.3.2 Evaluation de la force sismique longitudinale :

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

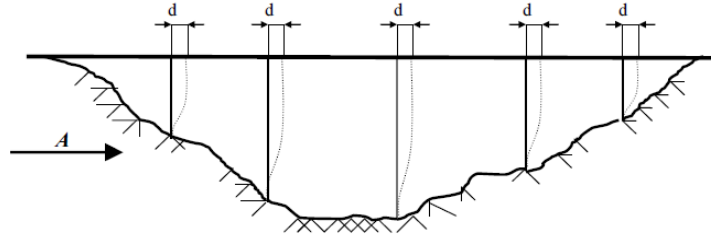


Figure VII.2 Séisme longitudinale.

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 :

$$F = M \times Sa(T)$$

M : est la masse effective totale de la structure ; $M = 8362.80 \text{ t}$

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

$$Sa = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \left(1 + \left(\frac{T}{T1} \right) \cdot (2.5\eta - 1) \right) : 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S : T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T2}{T} \right) : T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T2}{T^2} \right) : 3s \leq T \end{cases}$$

A : défini précédemment ; $A = 0, 20$

g : Accélération de la pesanteur ; $g = 9, 81 \text{ m/s}^2$

S : Coefficient de site ; $S=1.2$

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; $T = 2\pi\sqrt{M/K} = 1.23s$

$T1$, $T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

$$T1=0.20s \text{ et } T2=0.50s$$

η : Facteur de correction de l'amortissement ; $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$ avec $\xi = 5 \%$ (béton armé).

Application numérique :

On a : $T_2 = 0.5s < T = 1.23 s < 3$

Donc S_a est donnée par la 3eme branche :

$$S_a = 2.5 * A * \eta * S * g * (T_2/T) ; S_a = 2.4 \text{ m/s}^2$$

La force statique équivalente F_{lon} : $F_{lon} = M.S_a = 20059.75 \text{ KN}$

Cette force est répartie sur chaque appui selon la formule suivante :

$$F_{appui} = (K_{appui} / K_{tot}) * F_{lon}.$$

Calcul des déplacements :

$$dL(\text{tablier}) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a = 0.091m$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII.4 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui}
				(kN)
C1	18,67	223,57	20059,7	1674,9
P1	32,18	223,57	20059,7	2887,4
P2	22,55	223,57	20059,7	2022,9
P3	17,79	223,57	20059,7	1596,4
P4	12,66	223,57	20059,7	1136,2
P5	8,99	223,57	20059,7	806,8
P6	22,55	223,57	20059,7	2022,9
P7	33,43	223,57	20059,7	2999,6
P8	36,09	223,57	20059,7	3237,8
C2	18,67	223,57	20059,7	1674,9

VII.3.3.3 Evaluation de l'effort sismique transversale :

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

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

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

$$\frac{\text{longueur tablier}}{\text{largeur tablier}} < 5$$

Ce n'est pas le cas pour notre pont car : $\frac{315.8}{13.25} = 23.83 > 5$, donc le modèle à tablier flexible aura lieu.

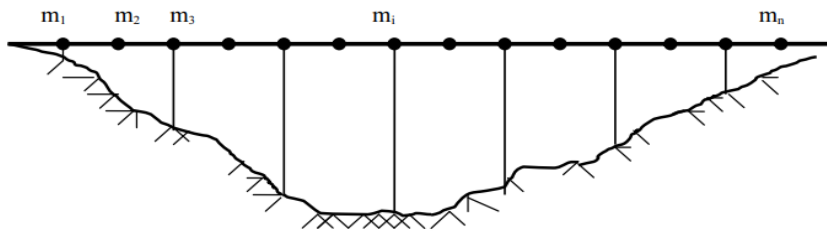


Figure VII.3 Séisme transversal.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i * S_a$$

M_i : masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile + masse du tablier).

T : période fondamentale de chaque pile : $T_i = 2\pi\sqrt{M_i/K_i}$

Tableau VII.5 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.

Appui	K (MN/m)	M (kg)	T (s)	Sa (m/s ²)	Fi (KN)
P1	32,18	1146127	1,19	2,48	2 846,03
P2	22,55	1193227	1,44	2,04	2 430,89
P3	17,79	1216777	1,64	1,79	2 180,34
P4	12,66	1248177	1,97	1,49	1 862,88
P5	8,99	1279577	2,37	1,24	1 589,44
P6	22,55	1193227	1,44	2,04	2 430,89
P7	33,43	1138277	1,16	2,54	2 890,83
P8	36,09	1114727	1,10	2,67	2 972,41
C1/C2	18,67	1067627	1,50	1,96	2 092,25

VII.3.3.4 Composante verticale du séisme :

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (**zones IIb et III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA T-5.4**). Donc, cet effet est négligé pour notre cas.

VII.3.3.5 Combinaison des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

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

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

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

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

Tableau VII.6 Combinaisons des composantes de l'action sismique.

Appui	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2 302,5	2 594,71	1 130,14
P1	3 741,2	3 712,25	1 720,03
P2	2 752,2	3 037,77	1 336,15
P3	2 250,5	2 659,26	1 133,02
P4	1 695,0	2 203,73	899,71
P5	1 283,6	1 831,48	718,88
P6	2 752,2	3 037,77	1 336,15
P7	3 866,8	3 790,71	1 767,13
P8	4 129,5	3 943,74	1 863,05
C2	2 087,9	1 879,20	915,49

VII.4 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 :

VII.4.1 Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20MPa$ avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$

N : Réaction d'appui a ELU

N = 1.24 MN ; D'où $\sigma_m = 14.17 MPa$; **Condition vérifiée.**

VII.4.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot Pu \leq Pc$

$$Pc \leq \frac{4 \times G \times B \times G^2 \times D}{h}$$

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t(a + b)}$$

γ_s : le coefficient de sécurité

P_u : la valeur maximale des charges verticales a l'ELU

P_c : la charge critique de flambement

B : L'aire nominal de l'appui

d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc

h : la hauteur total de l'appareil d'appui

S : Le facteur de forme ;

h_c : Epaisseur totale du caoutchouc ;

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

S =	7,29	
d =	0,012	m
h =	0,055	m
B =	0,09	m²
P_c =	4,87	MN
P_u =	1,24	MN

$\gamma_s \cdot P_u = 3.72 \text{ MN} \leq P_c = 4.87 \text{ MN}$; **Condition vérifiée.**

VII.4.3 Limitation de distorsion :

C'est le rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

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

$p = 0.255 \geq 0.25$ Donc $\delta_c = 0.69$;

$\gamma = 0.091$ alors $\delta = 2.275$;

$0.69 < 2.275$; Condition non vérifiée, on doit faire des dispositifs de non distorsion (taquets d'arrêt).

VII.4.4 Condition de non glissement :

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec : H : Effort horizontal ;

N : Effort de compression vertical ;

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

$$\sigma_m = 8.27 \text{ MPa} ; f = 0.142$$

$$N = 0.72 \text{ MN}$$

$$H = 0.27 \text{ MN}$$

$0.27 > 0.17 \times 0.72$; **condition non vérifiée**, on fait des dispositifs de non glissement.

VII.5 DES D'APPUIS :

Les dés d'appuis sont soumis à une compression simple.

VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :

D'après le guide SETRA, le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm.

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $a = 0.50m$; $b = 0.50m$ avec une hauteur déterminée par : $H \geq \frac{a*b}{a+b}$

Donc : $H \geq 0.25m$; On prend $H = 0.30m$.

VII.5.2 Ferrailage de dés d'appuis :

La section de ferrailage A_s est définie par la relation : $A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s}$

R_{max} : Sous la combinaisons max = **1.24 MN**

$$\sigma_s = 500/1.15 = \mathbf{435MPA}$$

Armatures horizontales :

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

$$A_h = 0.125 \times R_{max} / \sigma_s = 0.125 \times 1.24 / 435 = 3.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5HA10}$$

Armature de chainage :

$$A_c = 0.25 \times R_{max} / \sigma_s = 0.25 \times 1.24 / 435 = 7.12 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5HA14}$$

Frettes inférieures :

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

$$A_i = 0.10 \times R_{max} / \sigma_s = 0.10 \times 1.24 / 435 = 2.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5HA10}$$

Frettes supérieures :

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

$$A_s = 0.04 \times R_{max} / \sigma_s = 0.04 \times 1.24 / 435 = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5HA8}$$

VII.6 AUTRES EQUIPEMENTS :

VII.6.1 Joint de chaussée :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

Le calcul de souffle est donnée par :

$$W = WD + 0.3WT + WS/3$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage) = 0.0094 m.

WT : souffle thermique = 0.0059 m.

WS : souffle sismique = 0.091 m.

$$W = 42mm$$

A l'aide de catalogue de joints de chaussée CIPEC, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire Wd.

Le diagramme ci-dessous fait état de la capacité de souffle des joint Wd en fonction du biais.

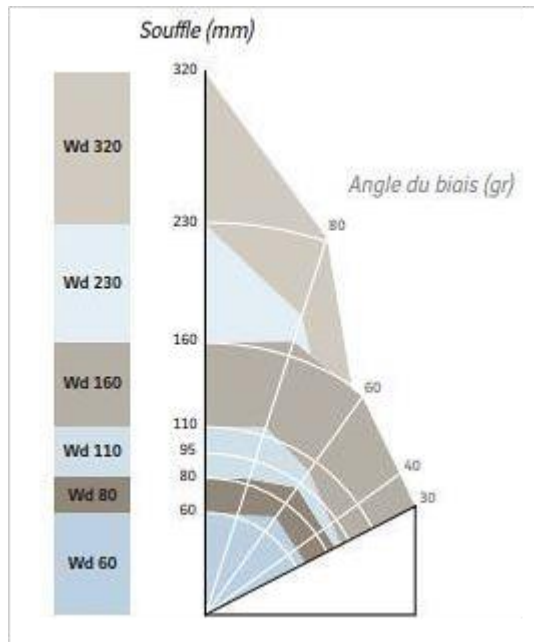


Figure VII.4 modèles du type Wd.

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage est **Wd60**.



Figure VII.5 Joint du type Wd.

VII.6.2 L'assainissement d'un pont :

L'évacuation des eaux sur les ponts est nécessaire pour la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage, le recueil des eaux est assuré par la pente transversale et longitudinale ensuite évacuées à l'aide des gargouilles.

VII.6.3 Les corniches :

Elles ont un rôle esthétique, situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions montrées ci-dessous :

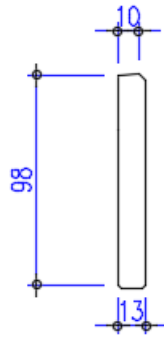


Figure VII.6 Dimensions de la corniche préfabriquée.

VII.7 CONCLUSION :

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement.

Ces équipements permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, qui est défini par l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, l'appuis intermédiaires (piles) et l'appui d'extrémité (la culée). Ces derniers ont un rôle de supporter les charges et les actions de tablier et les transmettant vers le bon sol.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE :

VIII.2.1 Conception de la pile :

Pour notre cas on a opté sept (07) piles avec trois (03) fûts circulaire pleins surmontés par un chevêtre qui supporte et transmette les charges des tabliers aux fondations.

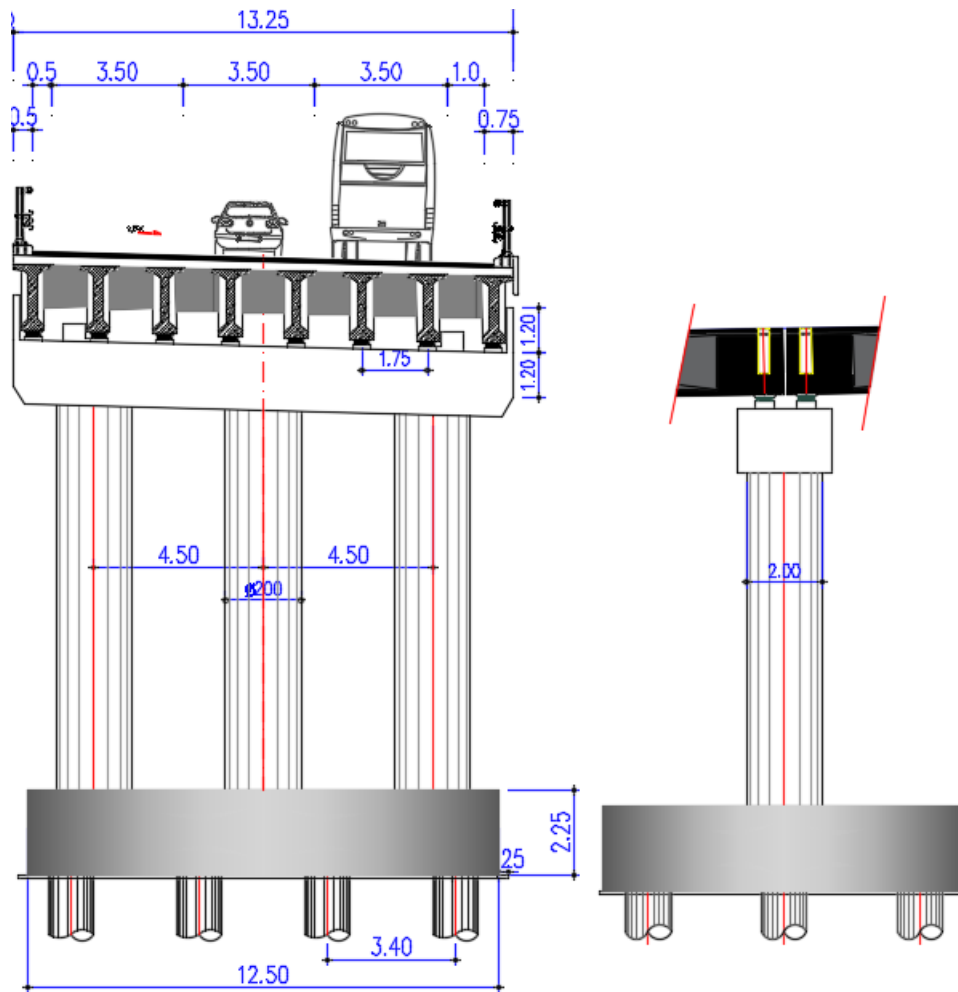


Figure VIII.1 Conception de la pile.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Hauteur (m)	10	16	19	23	27	16	9	6

VIII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastree dans sa base.

Tableau VIII.1 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	4476,77	/	0,00	9,50	0,00	
Chevetre	1407,81	/	0,00	19,85	0,00	
G Tablier	9268,46	/	0,00	20,70	0,00	
Hf+r	/	130,90	/	20,70		2709,63
HT°	/	82,47	/	20,70		1707,07

Somme	15153,04	213,37	/	/	0,00	4416,70
-------	----------	--------	---	---	------	---------

(A1)	2201,85	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1586,28	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1337,17	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Fr A1	/	103,25	/	20,70	/	2137,28
Fr Bc	/	180,00	/	20,70	/	3726,00

VIII.2.3 Combinaison de efforts :

Tableau VIII.2 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6HT + Hflv	17795.26	304.28	6298.60
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	23979.56	538.94	11155.96

VIII.2.4 Ferrailage de la pile :

VIII.2.4.1 Vérification vis-à-vis du flambement :

Vérification de flambement de la colonne

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule :

$$\lambda = Lc/i < 50$$

Lc : longueur de flambement. $Lc = 0.7L$

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. $i = D/4$

Application Numérique :

L= 19 m

D = 2 m

i = 0.5 m

Lc = 13.3 m

$\lambda = 26.6 < 50$Condition vérifiée.

VIII.2.4.2 Section d'acier d'un fut :

Avec Robot expert $A_s = 314.42 \text{ cm}^2$, le ferrailage représenté dans la figure ci-dessous :

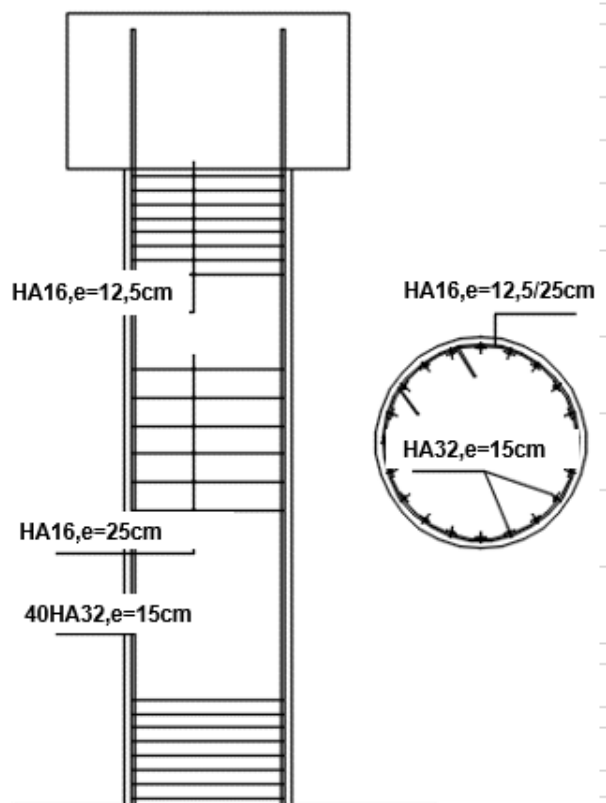


Figure VIII.2 Ferrailage des Futs.

VIII.2.4.3 Ferrailage de chevêtre :

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

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

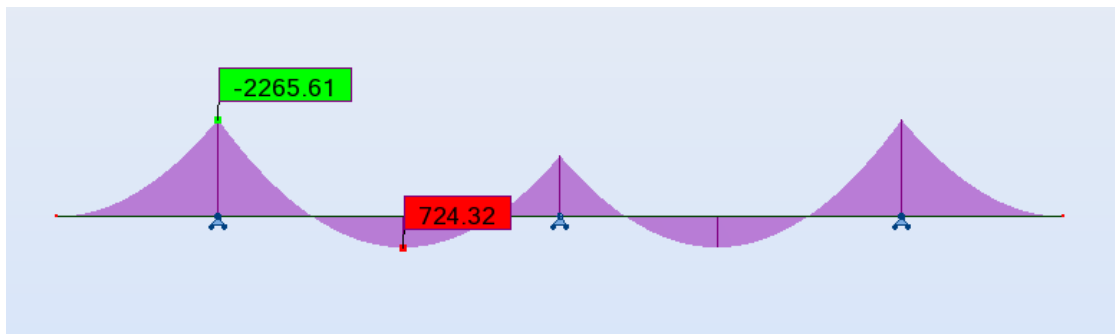


Figure VIII.3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison $G+1.2A(I)$.

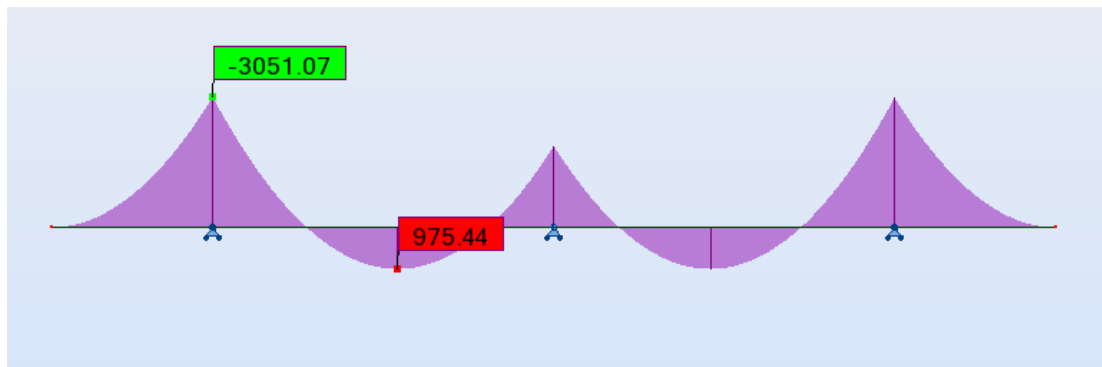


Figure VIII.4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(I)$.

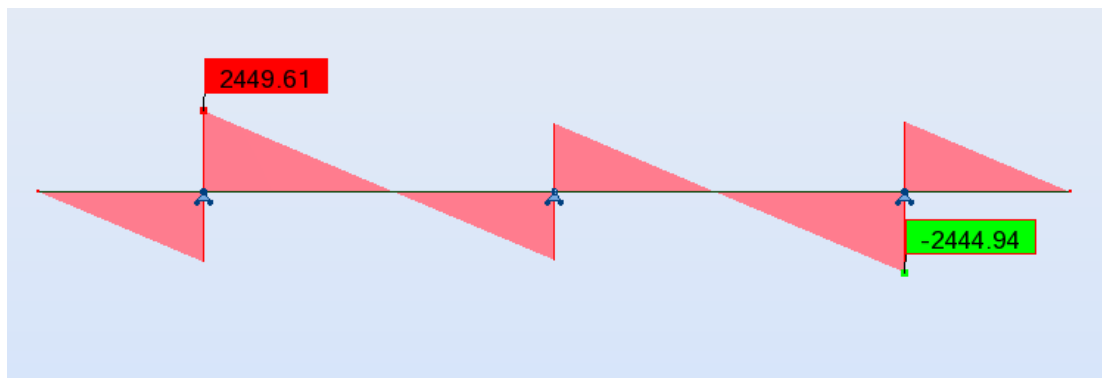


Figure VIII.5 Effort tranchant maximal sous la combinaison $G+1.2A(I)$.

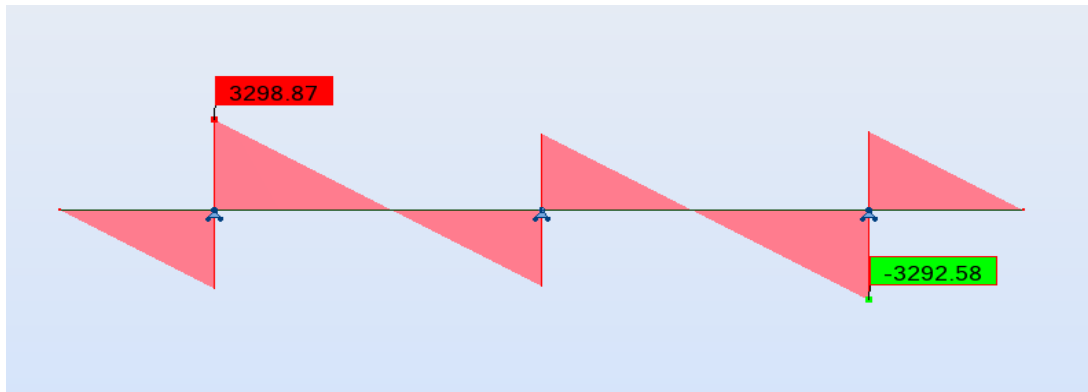


Figure VIII.6 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

Nappe supérieure :

Avec Robot expert $A_s = 71.1 \text{ cm}^2$, soit **15HA25**, avec un espacement de 17cm.

Nappe inférieure :

Avec Robot expert $A_s = 41.3 \text{ cm}^2$, soit **15HA20**, avec un espacement de 17cm.

VIII.2.4.4 Dimensionnement a la torsion :

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t

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

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

Avec l_t est la largeur de torsion

- $H_c = 1.7m$
- $\Phi = 2m$
- $L_c = 2.5m$
- $L_t = 2.5m$

Contrainte de torsion :

$$r = c/2\gamma b_n$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creusé équivalente.

c : moment de torsion ; $c = P_g * e$.

γ : l'aire de la torsion ; $\gamma = (h_c - b_n) * (l_t - b_n)$.

P_g : réaction de poids propre de la poutre divisé par la largeur de chevêtre.

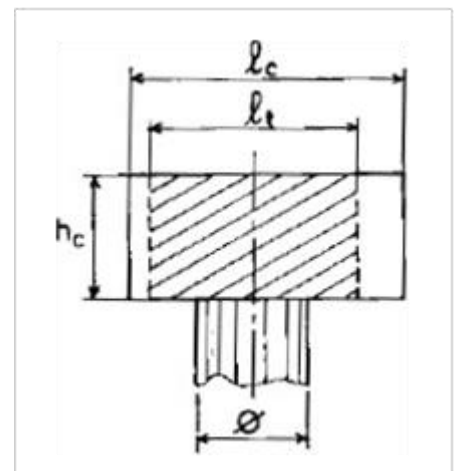


Figure VIII.7 Dimensionnement a la torsion.

e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres. On trouve

$$c = 97.17 \text{ KN.m/ml}$$

$$A = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\gamma}$$

On trouve $A_s = 3.64 \text{ cm}^2$, on prend **4HA12** avec un espacement de 25cm. Le croquet de ferrailage est montré dans la figure ci-dessous :

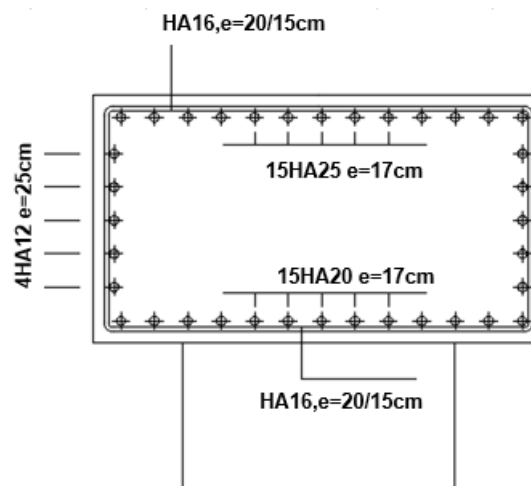


Figure VIII.8 Ferrailage de chevêtre.

VIII.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE :

VIII.3.1 Etude de la semelle :

Le rôle de la semelle est de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII.3 Les dimensions de la semelle sous la pile.

Longueur	12.50 m
Largeur	9.6 m
Epaisseur	2.25 m

VIII.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile :

Les efforts agissant sur la semelle sont les mêmes efforts agissant sur la pile en ajoutant le poids propre de la semelle.

$$G_{semelle} = 6750 \text{ KN.}$$

Tableau VIII.4 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6HT + Hflv	24545.26	304.28	6983.23
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	33092.06	416.14	9550.31

VIII.3.3 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 normal du au tablier.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{p-ELS}}$$

N : l'effort normale maximale à l'ELS.

Qp : la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique à l'ELS.

n : le nombre des pieux.

$$n_p = \frac{24545.26}{3090} = 8$$

Alors on prend douze (12) pieux de **8m de profondeur.**

L'entraxe entre pieux est prise égale à 3φpieu, avec φpieu = 1.2m.

VIII.3.4 Effort revenant à chaque pieu :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2} \right)$$

Tableau VIII.5 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Rmax (KN)	Rmin (KN)	Qp (KN)
ELU	3281.89	2181.79	4170
ELS	2429.80	1622.33	3090

Rmax-ELS = 2429 KN < 3090 KN ;

Rmax-ELU = 3281 KN < 4170 KN ; **Pas de risque de poinçonnement.**

Rmin > 0 ; **Pas de risque de soulèvement.**

VIII.3.5 Ferrailage de la semelle :

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

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \\ \alpha \geq 45^\circ \end{cases}$$

H épaisseur de la semelle = 2.25m.

l : largeur semelle = 9.6m.

L : entraxe entre pieux = 3.6m

b : diamètre fut = 2m.

d' = 0.1m.

On trouve : $h = 2.15\text{m} > 1.30\text{m}$

$\alpha = 58.87^\circ > 45^\circ$; conditions vérifiées.

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

$$A_s = \left(\frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \right) \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$$

Condition normale :

$N_{max-ELS} = 2.43\text{MN}$.

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

$A_s = 44.08\text{ cm}^2$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, tel que sa largeur L égale à : $h + \Phi_{\text{pieu}} = 3.35\text{ m}$.

Armatures transversales inférieures :

$A_s = 44.08/3.35 = 13.15\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA20** avec un espacement de 20cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_s = 13.15/3 = 4.38\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA12** avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales inférieure :

$A_s = 13.15/2 = 6.58\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA14** avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 13.15/4 = 3.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA12** avec un espacement de 20cm.

Armatures latérales :

$A_s = 13.15/10 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **4HA12** avec un espacement de 20cm.

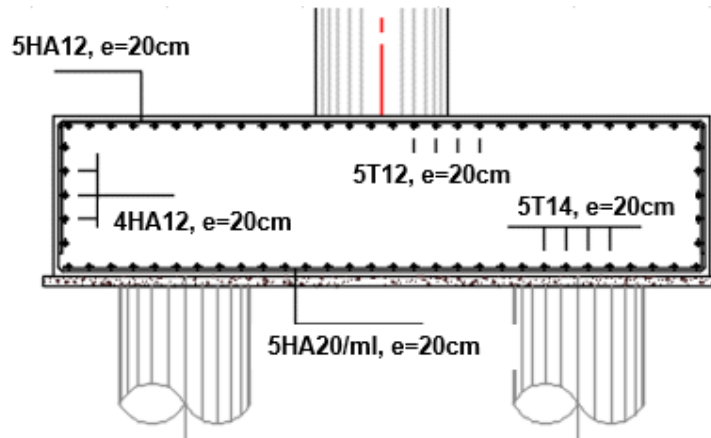


Figure VIII.9 Ferrailage de la semelle.

VIII.3.6 Etude des pieux :

VIII.3.6.1 Action sur les pieux :

Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$

Avec : E : Module d'élasticité du béton ; I : Moment d'inertie du pieu ;

b : Longueur du pieu ; $E = 33000 \text{ MPa}$; $Cu = 30 \text{ MN/m}^3$;

$b = 1.2 \text{ m}$; $I = 0.101 \text{ m}^4$.

On trouve : $\lambda = 0.228$; Pour $L = 8 \text{ m}$, $\lambda * L = 1.824$;

A partir de tableau de WARNER on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau VIII.6 Tableau de WARNER.

$\lambda * L$	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$X_{\theta p} = 1.57$ et $X_{\theta m} = 1.95$

Le moment fléchissant en tête de pieu donnée par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\phi H}}{\chi_{\phi M}} \times \bar{M} = - \frac{\chi_{ep}}{\chi_{eM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

H : l'effort tranchant en tête de pieu.

Tableau VIII.7 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.

Combinaisons	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
ELS	33.03	116.42
ELU	44.91	158.30

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion dévillée composée.

✚ Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113.1\text{cm}^2$, on prend **24HA25** avec un espacement de 14cm

✚ Cerces transversales :

Avec Robot expert : **1 cerces HA14**, avec un espacement =20cm

Le croquet de ferrailage de pieu présenté dans la photo ci-dessous :

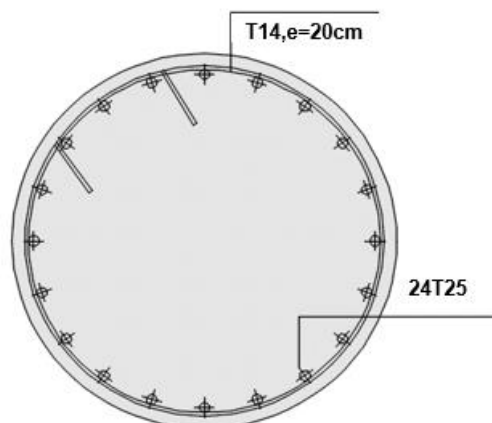


Figure VIII.10 Ferrailage du pieu.

VIII.4 ETUDE DE LA CULEE :

La culée d'un pont est la partie située sur la rive, c'est un élément essentiel qui assure le raccordement de l'ouvrage et la route.

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs.

VIII.4.1 Les divers types de la culée :

- ✚ Culées enterrées
- ✚ Culées remblayées

✚ Culées creuses

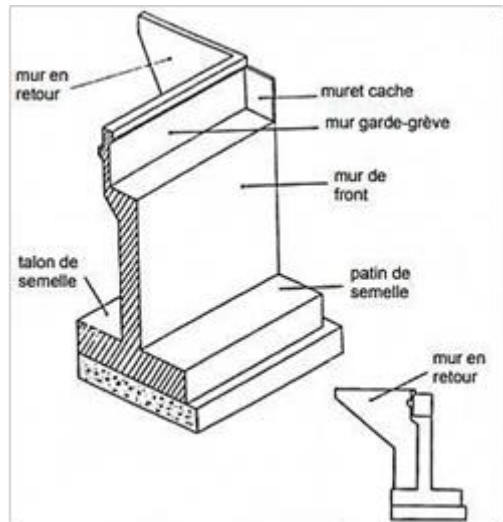


Figure VIII.11 Les éléments de la culée.

VIII.4.2 PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

Tableau VIII.8 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.

Eléments de la culée	Le rôle	Dimension
Mur de de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	L =13.25m H =2.36m ; e =0.35m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e = 0.60m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	L=4 m ; e=30 cm.
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	Hca=0.6m hca = 0.3m eca = 0.3m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	L = 13.20m ; e=1.50m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	L =13.25m ; H =4.56m ; e =1.55m.
Mur en cache	Protection des appareils d'appuis	Ec =0.15m ; hc = 1m ; l = 1.20m

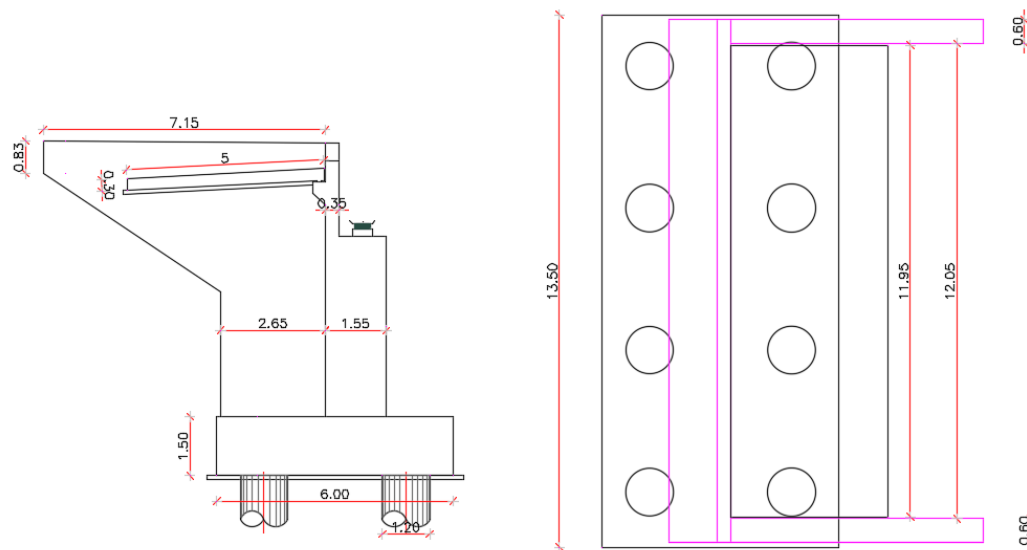


Figure VIII.12 Dimension de la culée.

VIII.4.3 Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales.

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du freinage, poussée des terres.

VIII.4.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la culée :

Tableau VIII.9 Evaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	3037,50	/	0,00	1,13	0,00	/
Mur F	2341,28	/	-0,52	3,78	-1226,83	/
DDT	179,25	/	2,77	7,51	496,52	/
Mur en R	429,90	/	2,70	5,75	1160,73	/
Corbeau	40,67	/	0,38	7,22	15,45	/
MGG	318,00	/	0,11	7,24	34,98	/
Poids des Terres Amot	3366,29	/	1,58	4,43	5318,74	/
Poids des terres sur DDT	851,80		2,91	8,05	2478,73	
Poussée des terres	/	1855,28	/	2,31	/	-4285,69
Poids sur 10KN/m2	376,45		1,57		591,02	
Poussée Sur 10kN/m²	/	336,01	/	4,23	/	-1419,66

Tableau VIII.10 Evaluations des efforts dus aux tabliers.

Rg	4634,23	/	-0,70	/	-3243,96	/
R(Al)	1647,14	/	-0,70	/	-1152,99	/
Rbc	1459,05	/	-0,70	/	-1021,34	/
RMc120	1085,97	/	-0,70	/	-760,18	/
RD240	1778,82	/	-0,70	/	-1245,18	/
RST	0,00	/	-0,70	/	0,00	/
Hf+r	/	130,90	/	-6,06	/	-793,25
HT°	/	82,47	/	-6,06	/	-499,75
Frein Al	/	58,38	/	-6,06	/	-353,78
Frein Bc	/	150,00	/	-6,06	/	-909,00

VIII.4.3.2 Combinaisons des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU.

Tableau VIII.11 Combinaisons des efforts maximales.

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	17175.47	2438.87	-7082.38
ELU	23153.94	3293.18	-9577.80

VIII.4.3.3 Action sur les pieux :

On prend huit (08) pieux de 12m de profondeur.

L'entraxe entre pieux est prise égale à $3\phi_{\text{pieu}}$, avec $\phi_{\text{pieu}} = 1.2\text{m}$.

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2} \right)$$

Tableau VIII.12 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Qp (KN)
ELU	2371.66	3106.52	3710
ELS	1244.75	2303.50	2770

$R_{\text{max-ELS}} = 2303.50 \text{ KN} < 2770 \text{ KN}$;

$R_{\text{max-ELU}} = 3106.52 \text{ KN} < 3710 \text{ KN}$; **Pas de risque de poinçonnement.**

$R_{\text{min}} > 0$; **Pas de risque de soulèvement.**

VIII.4.4 Ferrailage des éléments de la culée :

VIII.4.4.1 Ferrailage de mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Tableau VIII.13 Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal.

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELS	10473.97	2228.37	8539.16
ELU	12477.61	3010.24	11527.34

Armatures principales : $A_s = 15.15 \text{ cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 5.17 \text{ cm}^2$, soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.

Armatures longitudinales : **5HA12** espacé de 20cm.

VIII.4.4.2 Ferrailage de la dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, supposée simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre, surcharges et le poids de remblais au-dessus.

Tableau VIII.14 Les efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	2	6,25	5
Remblai	14,4	45	36
Surcharges	10	31,25	25

Tableau VIII.15 Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	112.19
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	141.45

Armatures principales : $A_s = 25.2 \text{ cm}^2$, soit **6HA25/ml** espacé de 17.5cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 8.40 \text{ cm}^2$, soit **6HA14/ml** espacé de 17.5cm.

Armatures longitudinales : **6HA12** espacé de 20cm.

VIII.4.4.3 Ferrailage de corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Le ferrailage se fait en compression simple.

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R \text{ remblais} = ql/2$$

L : longueur de la dalle de transition = 4m

q : charges permanente = 23.90 KN/ml

On trouve R remblais = 47.80 kN/ml.

$$R \text{ surcharge} = ql/2$$

L : longueur de la dalle de transition = 4m

q : charges permanente = 10 KN/ml

On trouve R remblais = 20 kN/ml.

Tableau VIII.16 Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.

Cas	Combinaison	R (KN/ml)
ELS	RG + 1.2 RQ	71.80
ELU	1.35 RG + 1.6 RQ	96.53

Section d'acier : $A_s = 10.4\text{cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armature de construction : $A_s' = A_s/3 = 3.46\text{cm}^2$, soit **5HA12/ml** espacé de 20cm.

VIII.4.4.4 Ferrailage de mur garde grève :

Evaluation des efforts :

✚ Moment des poussées des terres : $M = P \cdot H/3$

Avec H représente la hauteur de mur garde grève.

$$P = 0,5 \times k_a h \times \gamma \times H^2 \times L$$

On trouve $P = 16.54 \text{ KN/ml}$; $M_p = 13.01 \text{ KN.m/ml}$

$M_p\text{-ELU} = 17.57 \text{ KN.m/ml}$; $M_p\text{-ELS} = 13.01 \text{ KN.m/ml}$.

✚ Moment dû à la force de freinage du camion B_c :

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

$\mu = 1.6$ à l'ELU

$\mu = 1.2$ à l'ELS

$P = 60$ KN

MF-ELU = 91.17 KN.m/ml ; MF-ELS = 68.38 KN.m/ml

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

$$M_c = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx ; \text{avec } k = k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec γ : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS.

b_c : Coefficient de pondération du system Bc ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

H : hauteur de mur garde grève

Tableau VIII.17 Les valeurs de Mp/K.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/K (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

H = 2.36, par interpolation linéaire on trouve : $Mp/k = 8.25$ (t.m/ml)

$K_u = 0.67$; $K_s = 0.5$

Alors

MP-ELU = 55.48 KN.m/ml ; MP-ELS = 41.61 KN.m/ml.

Tableau VIII.18 Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	123
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	164.22

$A_s = 22.6$ cm² on prend **5HA25/ml** côté remblai, espacé de 20cm.

Armatures de construction : $A_s / 3 = 7.53$; Soit : **5HA14/ml** côté tablier, espacé de 20cm.

Armatures horizontales : $A_t = A_s / 4 = 5.65$; Soit : **5HA12/ml**, espacé de 20cm.

VIII.4.4.5 Ferrailage de mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrier sur ses deux côtés.

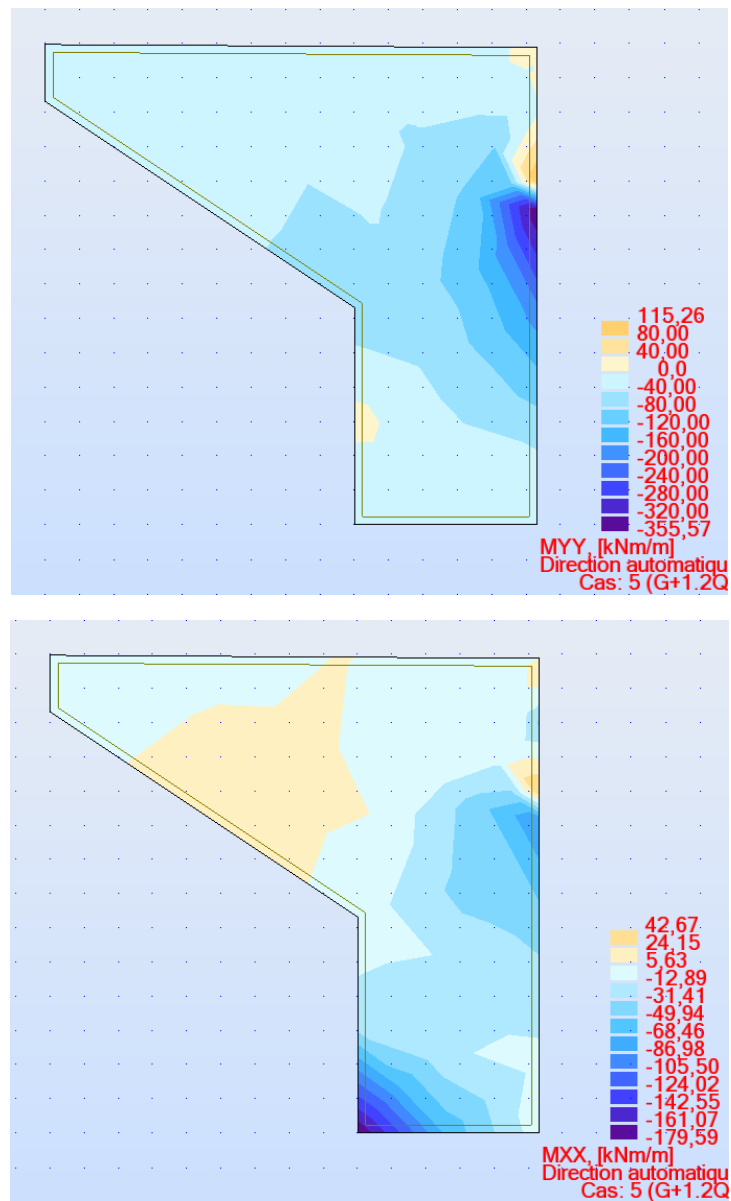


Figure VIII.13 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Coté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 160 \text{ KN. m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 15.3 \text{ cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 5.1 \text{ cm}^2$; Soit **5HA12/ml** espacé de 20cm.

Coté YY (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{yy} = 320 \text{ KN. m}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 31.6 \text{ cm}^2$, soit **5HA32/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 10.53 \text{ cm}^2$; Soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

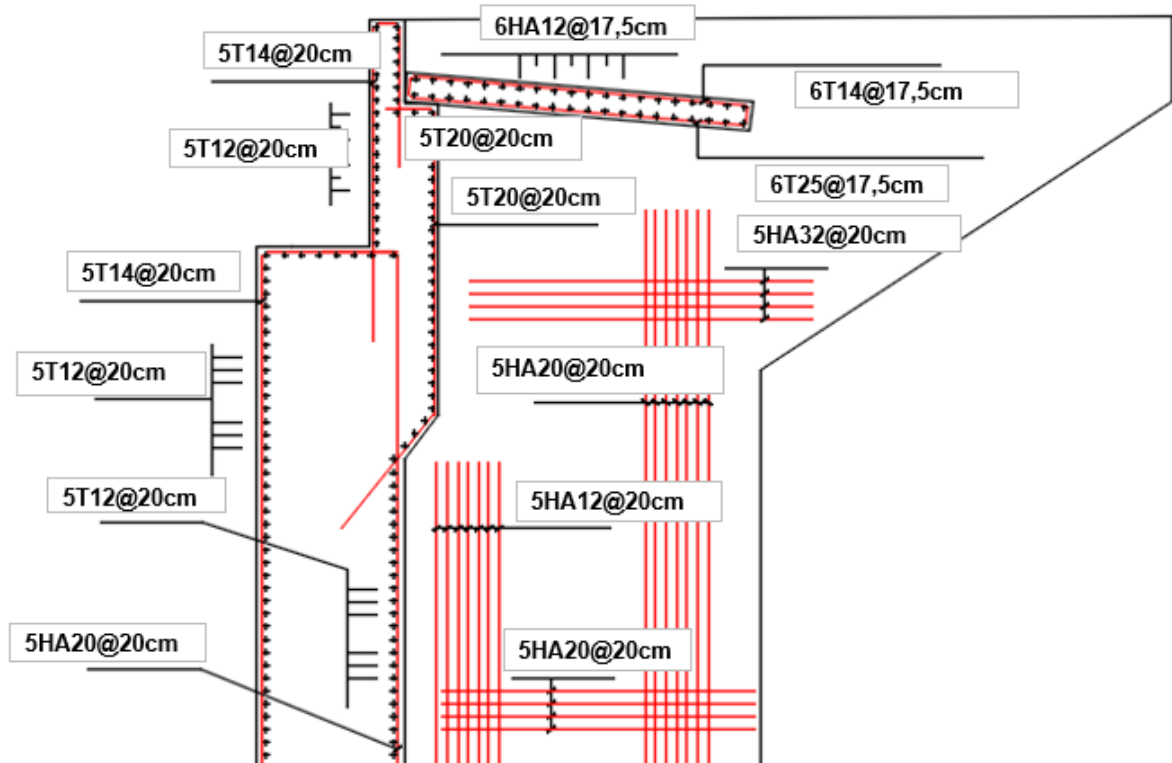


Figure VIII.14 Ferrailage de la culée.

VIII CONCLUSION :

Comme on a vu dans ce chapitre la stabilité de la pile était bien vérifiée et le ferrailage de ses éléments lui permettait d'avoir un fonctionnement adéquat, de même pour la culée, la stabilité et le dimensionnement sont bien vérifiés, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'études est une expérience enrichissante qui, nous a donné la chance pour rappeler des connaissances qu'on les a appris déjà dans nos années d'études et pour apprendre des nouvelles notions relient à la conception, au dimensionnement et aux procédés méthodes de construction des ponts.

On note également en deuxième lieu, que l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs disciplines des travaux publics telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des structures...

Cette étude nous a permis aussi de maîtriser la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul.

A travers ce travail, qui nous a donné une bonne expérience dans le monde professionnel, on a compris que l'ingénieur doit avoir un sens d'observation très développé pour qu'il soit apte de prendre des décisions et faire choix qui satisfont à toutes les conditions et les contraintes du projet.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BELAOURA Mbarek, « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.

BELAOURA Mbarek, « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.

*BOUABIDA Ibrahim et AMADA Tarek Ziad, (2019/2020) "Conception et étude d'un pont pour la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest (V2)".
Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, encadré par
BIREM Kamel et*

MEZOUAR Akila. Ecole nationale supérieure des travaux publics.

CALGARO, J.A & Bernard-Gély, A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, « Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1987.

Catalogue des joints de chaussée, FREYSSINET septembre 2015.

CHAUSSIN. R, « Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté.

Document SETRA, Appui des tabliers, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferrailages types.

Document SETRA, « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.

Document SETRA, « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs Ministère » de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

Document SETRA, « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009).

RCPR, Document technique réglementaire, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2009

RPOA, Document technique réglementaire, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, 2008.

THONIER. H, « Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté :

BH-397



Caisse 1/5



Caisse 2/5



Caisse 3/5



Caisse 4/5



Caisse 5/5

ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

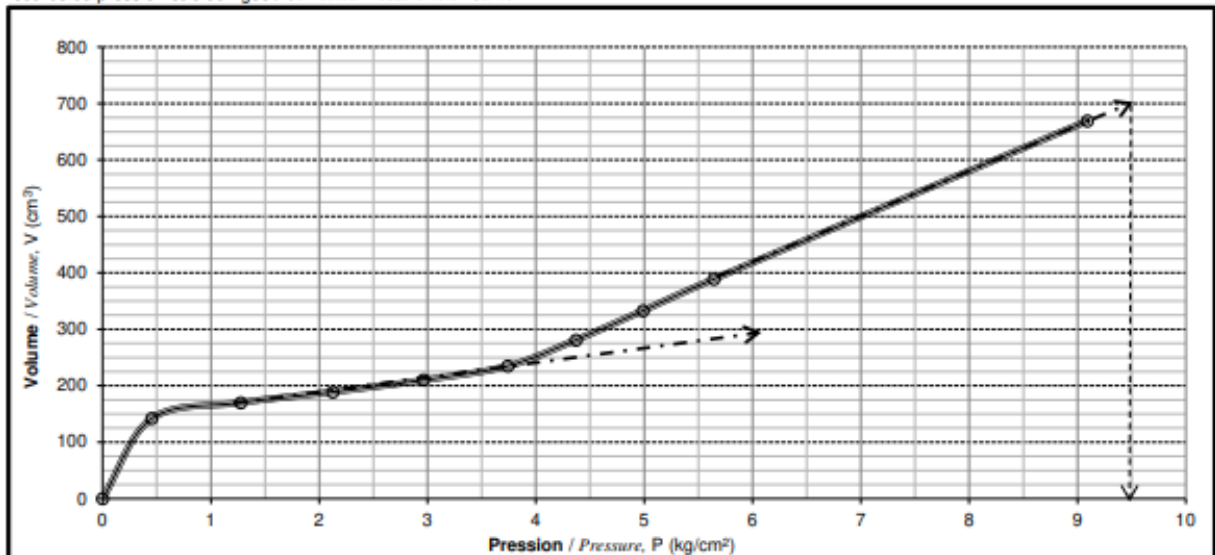
Exemple d'un essai pressiométrique :

Nom du projet <i>Project Name</i>	RÉALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM				
Numero du client <i>Client Name</i>				Essai de profondeur m <i>Test Depth</i>	4.00
Numero de forage <i>Borehole Number</i>	BH-397	Diamètre de la sonde <i>Diameter of Probe</i>	NX	zero volumetre lecture correspond a V (cm ³) <i>Zero Volumeter Reading Corresponds to V₀</i>	535
Le type de pressiomètre <i>Type of Pressiometer</i>	Apago Menard G	Hauteur du manometre <i>Height of Manometer</i>	0.90	La date de l'essai <i>Date of Test</i>	10-06-18
La norme de l'essai <i>Standart of Test</i>	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) <i>Water Level (GWL)</i>		La date des resultats de l'essai <i>Date of Test Result</i>	15-08-18

[1] Incrément <i>Increment</i>	[2] Pression du volumetre <i>Volumeter Pressure</i>	[3] 1 min lecture vomumetre <i>1 min. volumeter reading</i>	[4] [2]+ Pression hydrostatique <i>[2]+ Hydrostatic Pressure</i>	[5] Correction du volume <i>Volume Correction</i>	[6] Volume corrigé <i>Corrected Volume</i>	[7] Correction du membrane <i>Mebrane Correction</i>	[8] Pression corrigée <i>Corrected Pressure</i>
	kg/cm ²	cm ³	kg/cm ²	cm ³	cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²
1	0	0	0.09	0.00	0.0	0.0	0.0
2	1	142	1.09	0.00	142.0	0.64	0.45
3	2	170	2.09	0.00	170.0	0.82	1.27
4	3	189	3.09	0.00	189.0	0.97	2.12
5	4	210	4.09	0.00	210.0	1.13	2.96
6	5	235	5.09	0.00	235.0	1.35	3.74
7	6	281	6.09	0.00	281.0	1.72	4.37
8	7	333	7.09	0.00	333.0	2.10	4.99
9	8	389	8.09	0.00	389.0	2.45	5.64
10	9	669	9.09	0.00	669.0	0.00	9.09

Explication:	Valeurs évaluées / <i>Assessed Values</i>		
	pression limite p_L (kg/cm ²)	9.5	Module d'elasticité E_M (kg/cm ²)

courbe du pressiomètre corrigée / *Corrected Pressiometer Curve*



P_1 (kg/cm ²)	1.27	V_1 (cm ³)	170	ΔP (kg/cm ²)	2.47	effectué par experience
P_2 (kg/cm ²)	3.74	V_2 (cm ³)	235	ΔV (cm ³)	65	APPROUVE

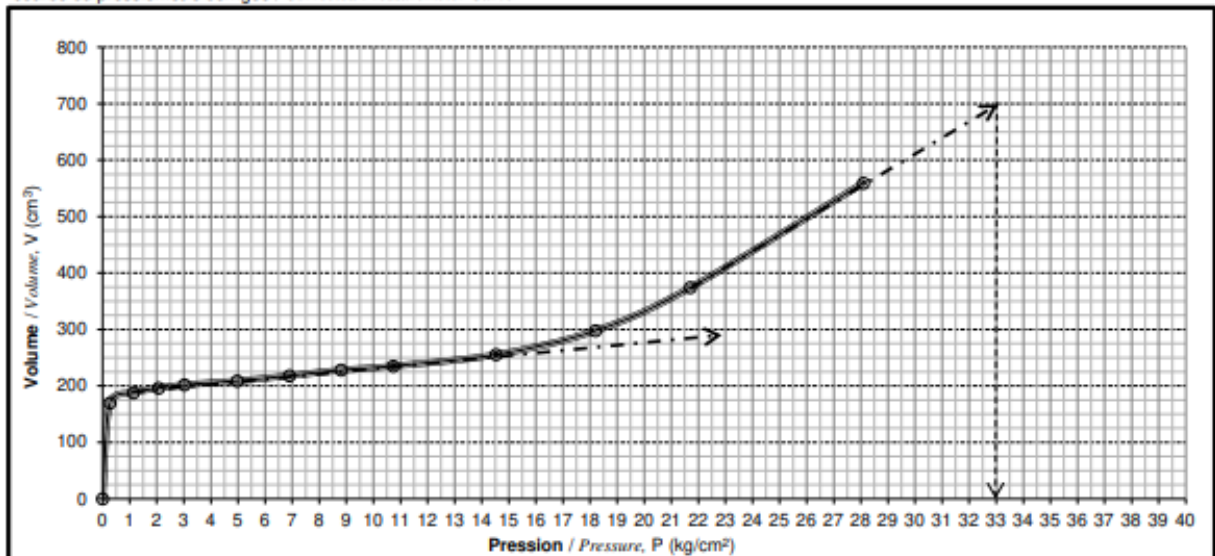
ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Nom du projet <i>Project Name</i>	REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM		
Numero de client <i>Client Name</i>		Essai de profondeur m <i>Test Depth</i>	6.00
Numero de forage <i>Borehole Number</i>	BH-397	Diamètre de la sonde <i>Diameter of Probe</i>	NX zero volumetre lecture correspond a V (cm ³) <i>Zero Volumeter Reading Corresponds to V₀</i>
Le type de pressiomètre <i>Type of Pressuremeter</i>	Apageo Menard G	Hauteur du manomètre <i>Height of Manometer</i>	0.90 La date de l'essai <i>Date of Test</i>
La norme de l'essai <i>Standart of Test</i>	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) <i>Water Level (GWL)</i>	La date des resultats de l'essai <i>Date of Test Result</i>

[1] Incrément <i>Increment</i>	[2] Pression du volumetre <i>Volumeter Pressure</i>	[3] 1 min lecture vomumetre <i>1 min. volumeter reading</i>	[4] [2]+ Pression hydrostatique <i>[2]+ Hydrostatic Pressure</i>	[5] Correction du volume <i>Volume Correction</i>	[6] Volume corrigé <i>Corrected Volume</i>	[7] Correction du membrane <i>Mebrane Correction</i>	[8] Pression corrigée <i>Corrected Pressure</i>
	kg/cm ²	cm ³	kg/cm ²	cm ³	cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²
1	0	0	0.09	0.00	0.0	0.0	0.0
2	1	170	1.09	0.00	170.0	0.82	0.27
3	2	188	2.09	0.00	188.0	0.96	1.13
4	3	196	3.09	0.00	196.0	1.02	2.07
5	4	202	4.09	0.00	202.0	1.07	3.02
6	6	209	6.09	0.00	209.0	1.12	4.97
7	8	218	8.09	0.00	218.0	1.19	6.90
8	10	228	10.09	0.00	228.0	1.28	8.81
9	12	236	12.09	0.84	235.2	1.36	10.73
10	16	258	16.09	2.55	255.5	1.55	14.54
11	20	302	20.09	4.27	297.7	1.89	18.20
12	24	380	24.09	6.00	374.0	2.39	21.70
13	28	567	28.09	7.65	559.3	0.00	28.09

Explication:	Valeurs évaluées / Assesed Values		
	pression limite p_L (kg/cm ²)	33.00	Module d'élasticité E_M (kg/cm ²)

courbe du pressiomètre corrigée / *Corrected Pressuremeter Curve*

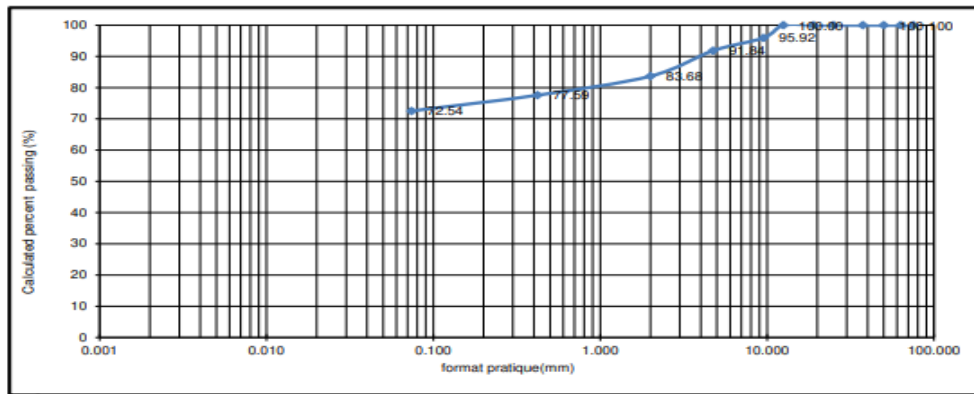


P_1 (kg/cm ²)	1.13	V_1 (cm ³)	188	ΔP (kg/cm ²)	13.41	effectuéé par experience
P_2 (kg/cm ²)	14.54	V_2 (cm ³)	255.5	ΔV (cm ³)	67.5	APPROUVE

ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	245.11	100.00
2 1/2 "	63	245.11	100.00
2 "	50	245.11	100.00
1 1/2 "	37.5	245.11	100.00
1 "	25	245.11	100.00
3/4 "	19	245.11	100.00
1/2 "	12.5	245.11	100.00
3/8 "	9.5	235.11	95.92
# 4	4.75	225.11	91.84
# 10	2	205.11	83.68
# 40	0.42	190.17	77.59
# 200	0.074	177.81	72.54
		Toplam Numune ağı (gr)	245.1

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
8.16	19.30	72.54

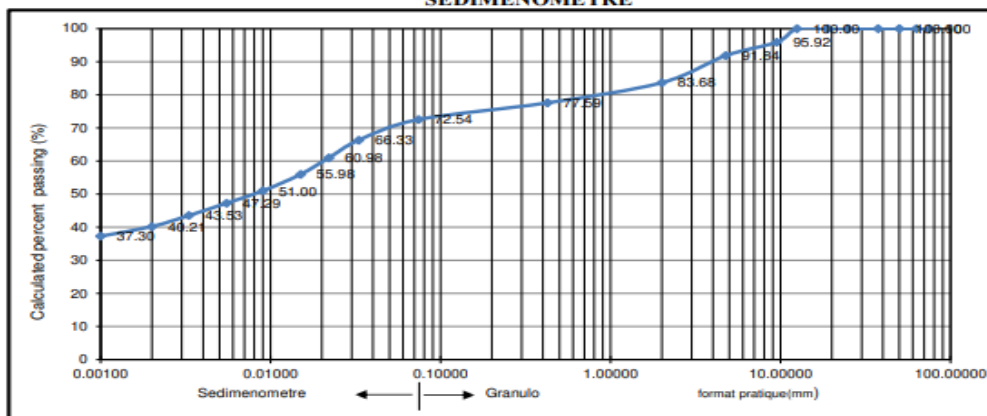
D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c

LL	PL	PI
43.35	25.63	17.73

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

SEDIMENOMETRE :

SEDIMENOMETRE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100.00
2 1/2 "	63	100.00
2 "	50	100.00
1 1/2 "	37.5	100.00
1 "	25	100.00
3/4 "	19	100.00
1/2 "	12.5	100.00
3/8 "	9.5	95.92
# 4	4.75	91.84
# 10	2	83.68
# 40	0.425	77.59
# 200	0.074	72.54
	0.002	40.21

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
8.16	19.30	32.33	40.21

D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c

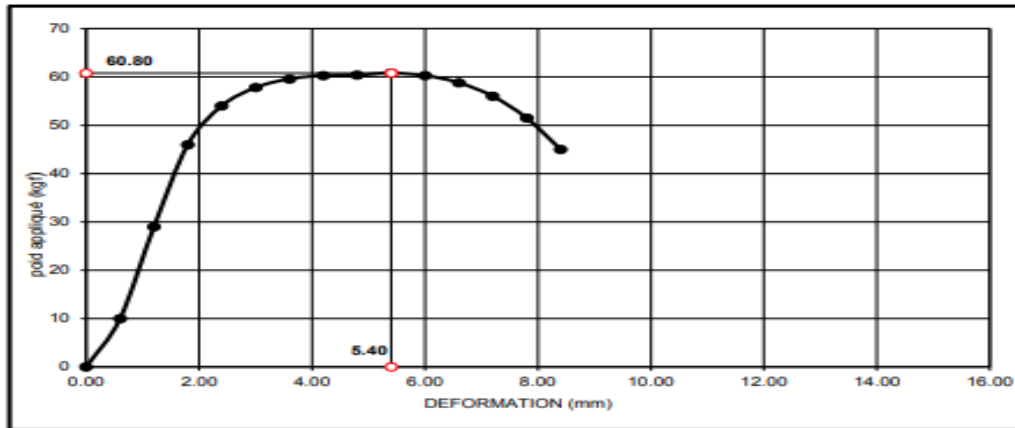
LL	PL	PI
43.35	25.63	17.7

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

RAPPORT D'ESSAI DE PRESSION D'AXE UNIQUE

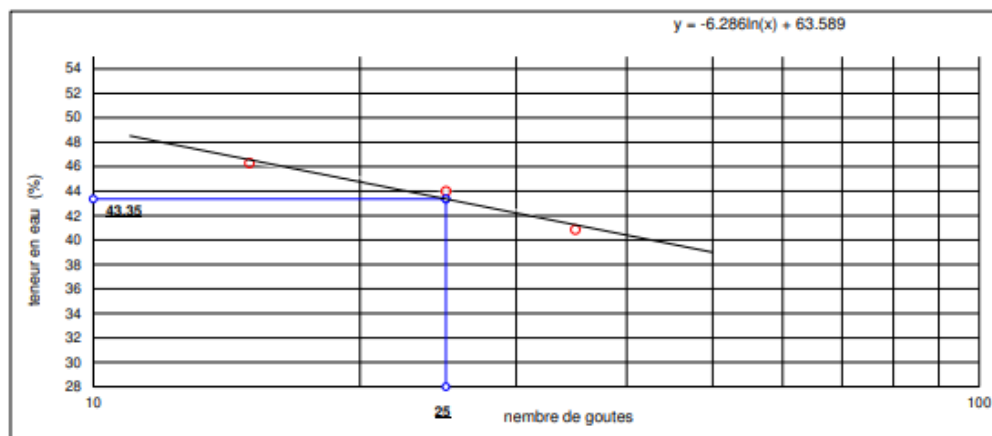
La longueur du diametre de l'échantillon de l'essai (cm)	9.90
The initial diameter of the test sample (cm)	4.99
masse d'un specimen humide (gr)	392.15
masse d'un specimen sec (gr)	328.91
endroi du specimen (cm ²)	19.56
Volume du specimen (cm ³)	193.61
poit unitaire naturelle (t/m ³)	2.025
teneur en eau (%)	19.23
poit unitaire sec (t/m ³)	1.699
la gravité spécifique des solides	
rapport vide (eo)	
Porosité (n)	
Degré de saturation (%)	



poit de repture P (kg)	60.80
Champ ajusté A (cm ²)	20.68
Uniaxial puissance compressive qu (kg/cm²)	2.94

DETERMINATION DE LA LIMITE D'ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

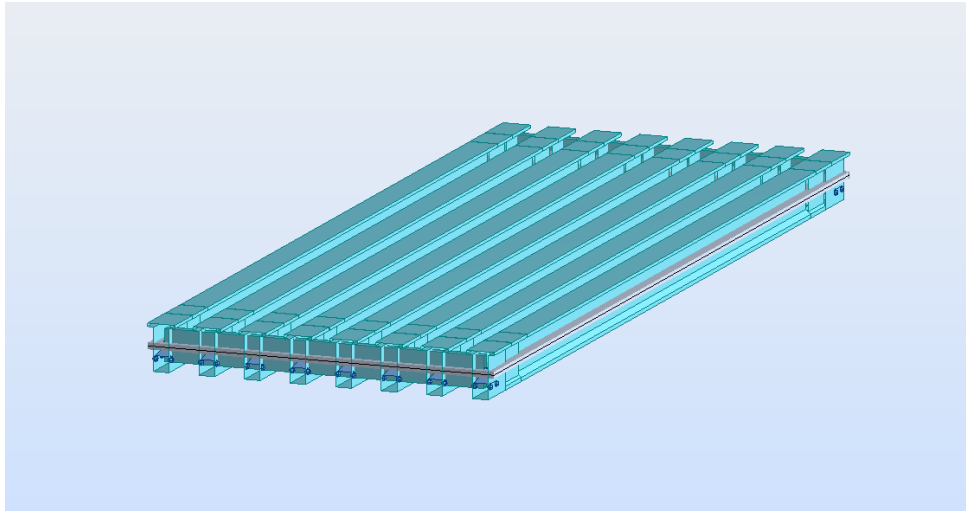
	LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
	15	25	35			
Nombre de coup	15	25	35			
nombre de pot	74	83	12		14	21
Masse de sol humide et pot (gr)	A	26.32	26.46	28.14	20.22	19.86
Masse de sol sec et pot (gr)	B	23.62	23.53	25.08	19.85	19.35
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.79	16.87	17.59	18.36	17.42
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m ₁	2.70	2.93	3.06	0.37	0.51
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m ₂	5.83	6.66	7.49	1.49	1.93
teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	46.31	43.99	40.85	24.83	26.42



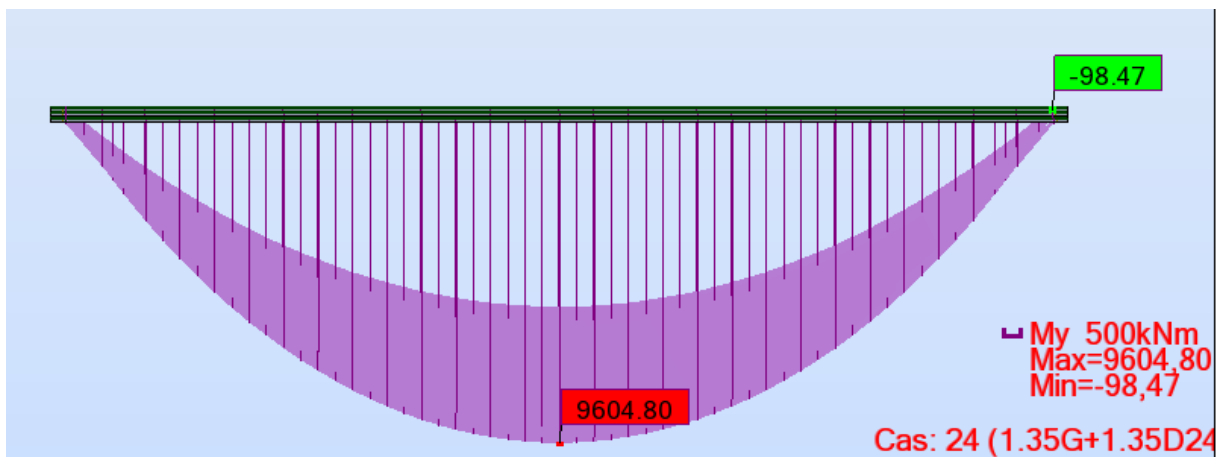
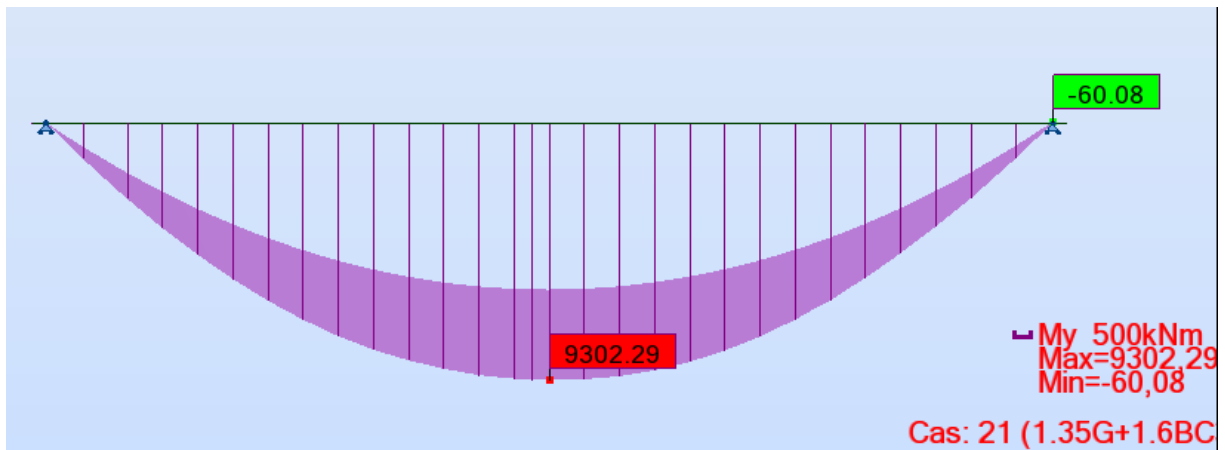
Limie du Liquide (LL)	43.4
Limite du Plastique(PL)	25.6
l'index de Plasticity (PI)	17.7

ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL
NUMERIQUE

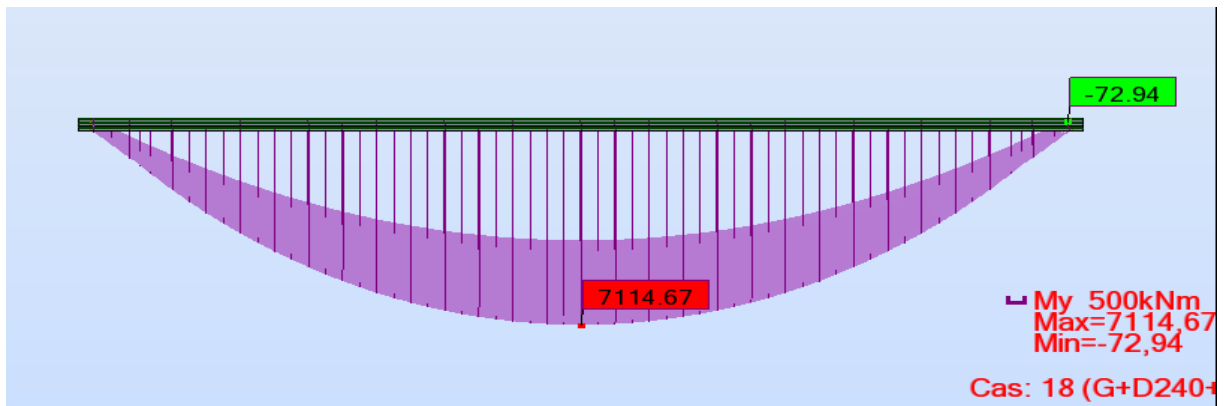
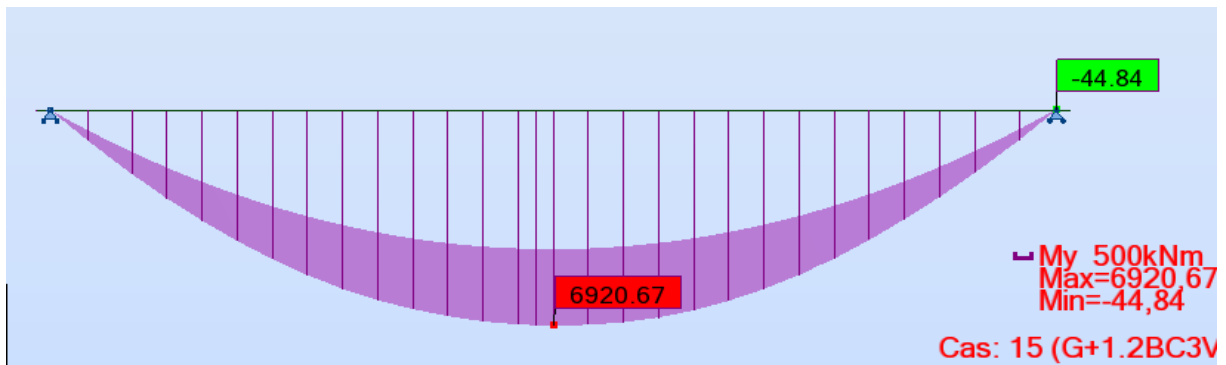
MODELISATION D'UN SEUL TRAVEE ETUDE TRANSVERSAL :



LE MOMENT MAXIMALE DE TABLIER
COMBINAISONS ELU

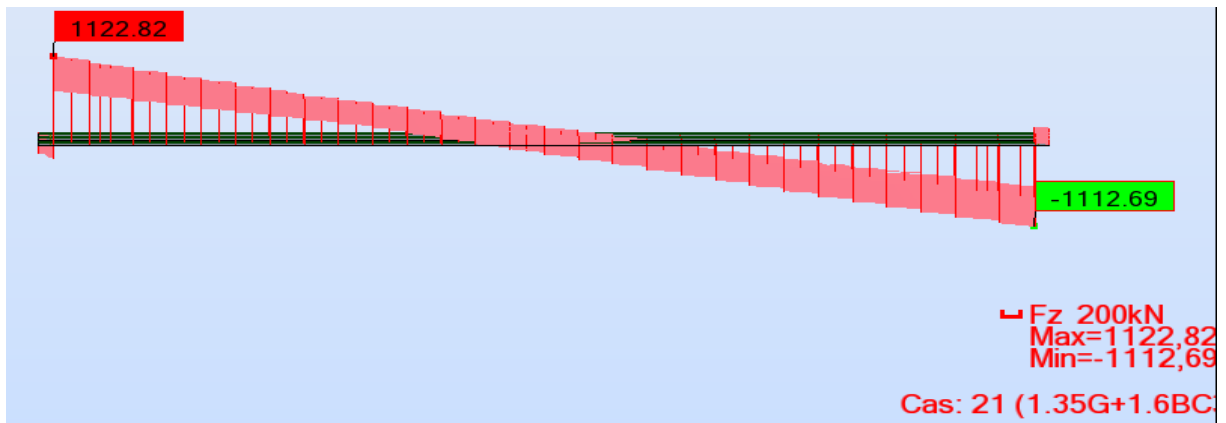


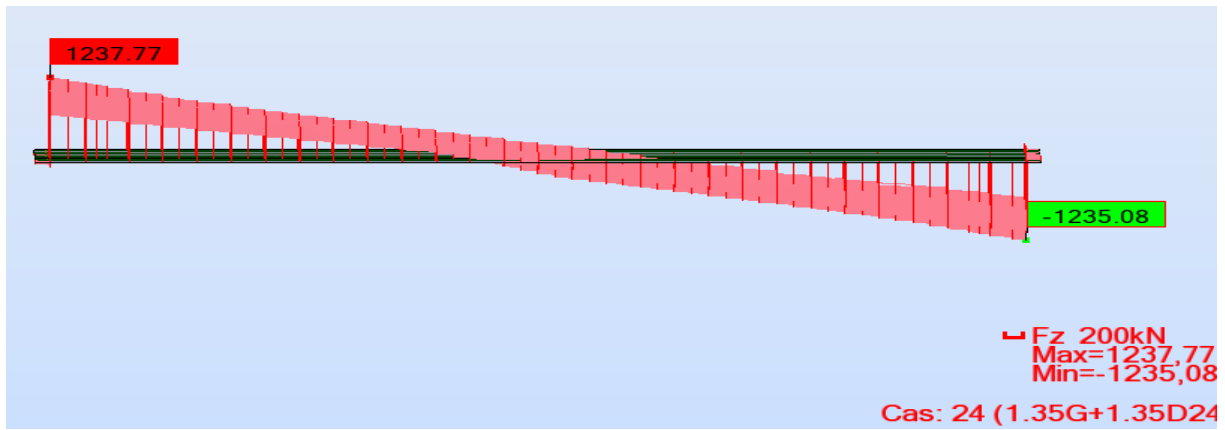
COMBINAISONS ELS



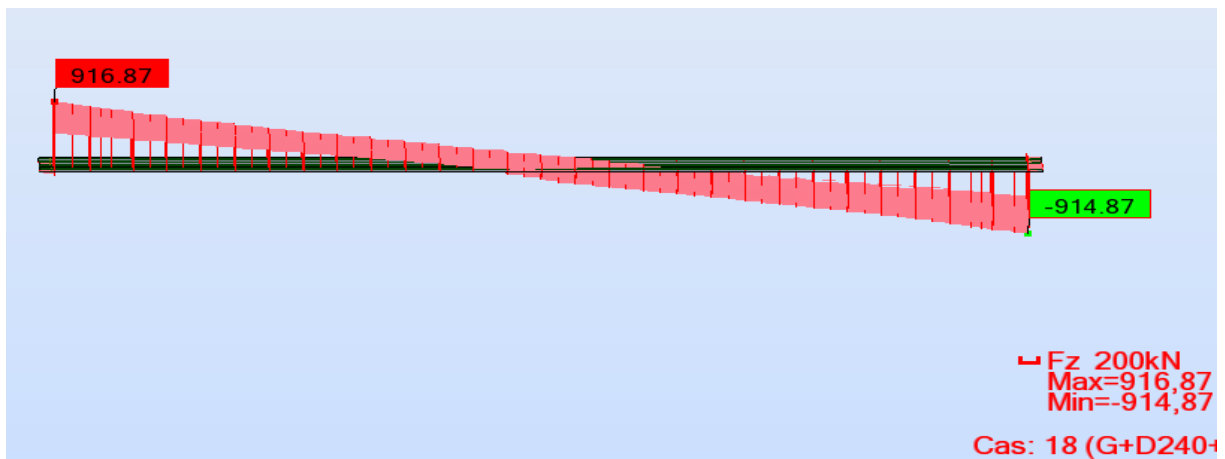
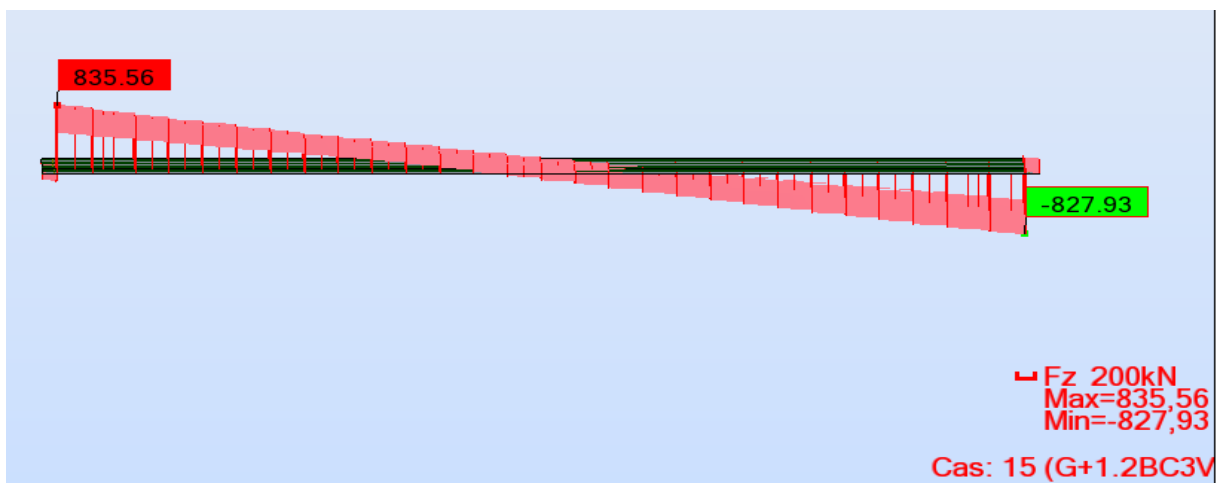
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE DE TABLIER

COMBINAISONS ELU





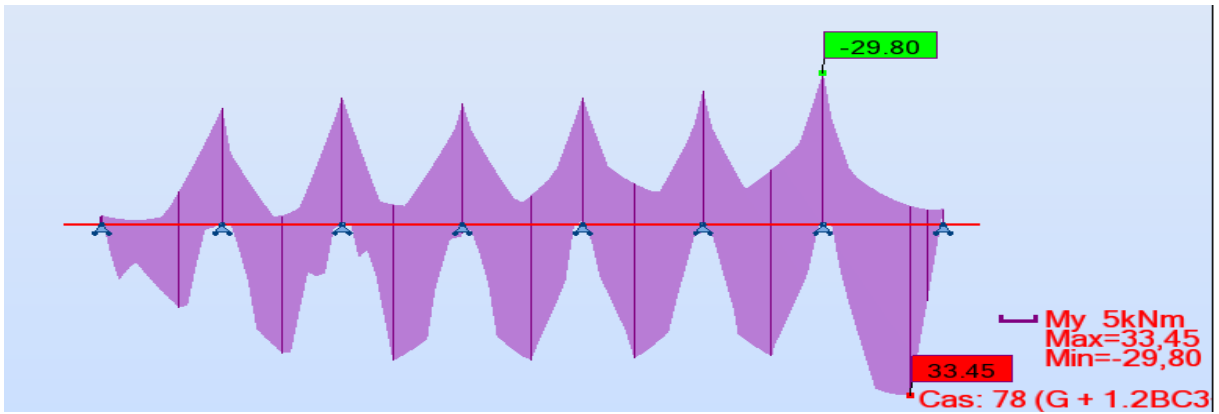
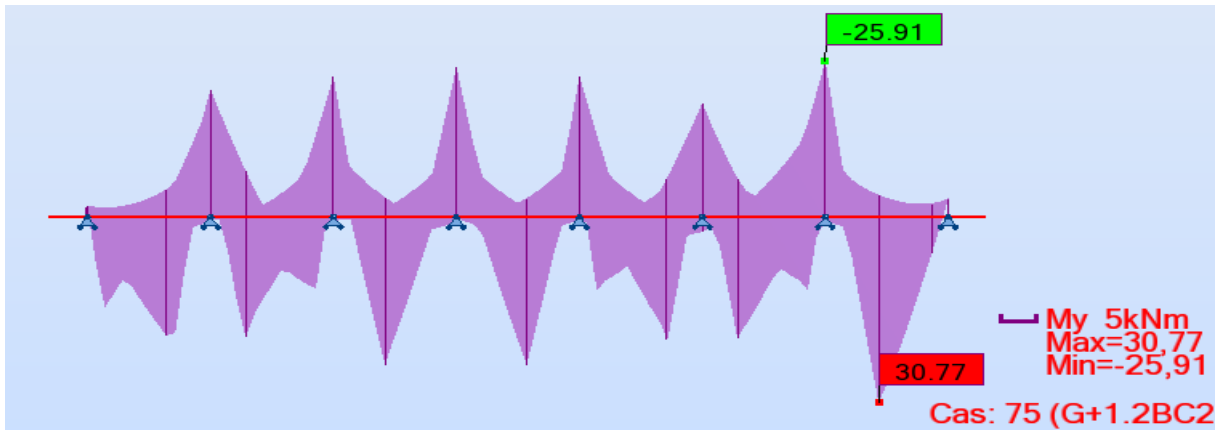
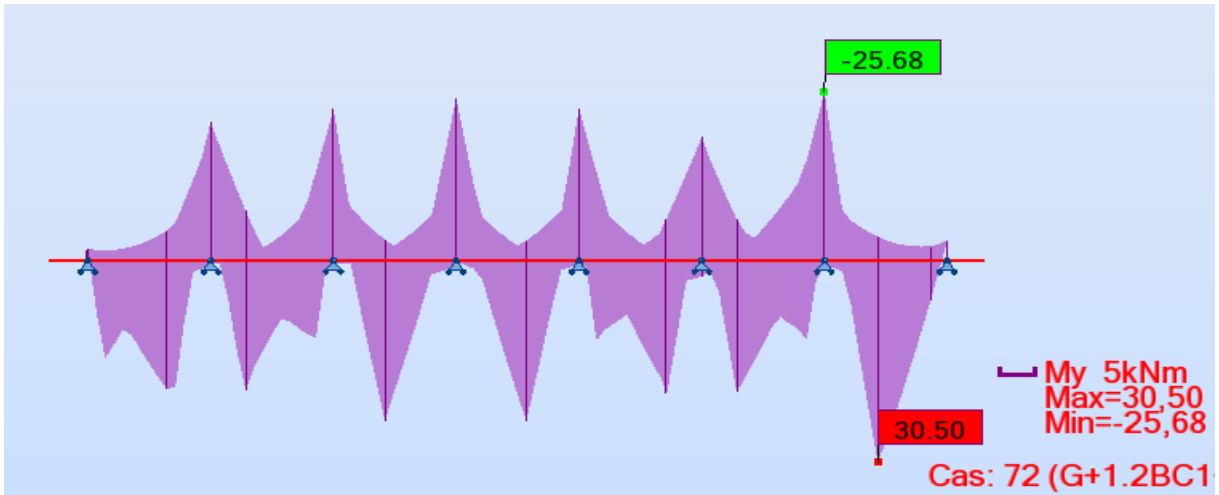
COMBINAISONS ELS

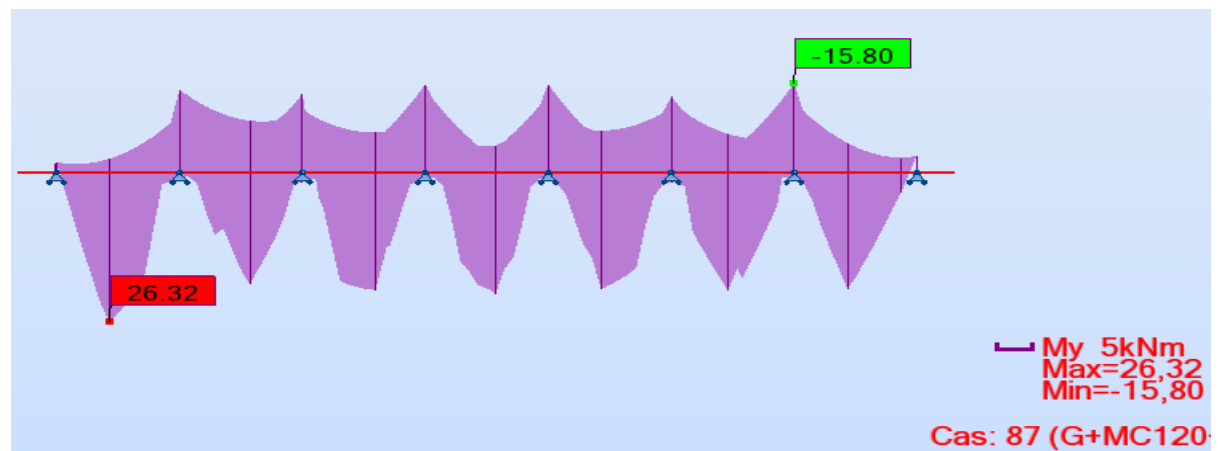
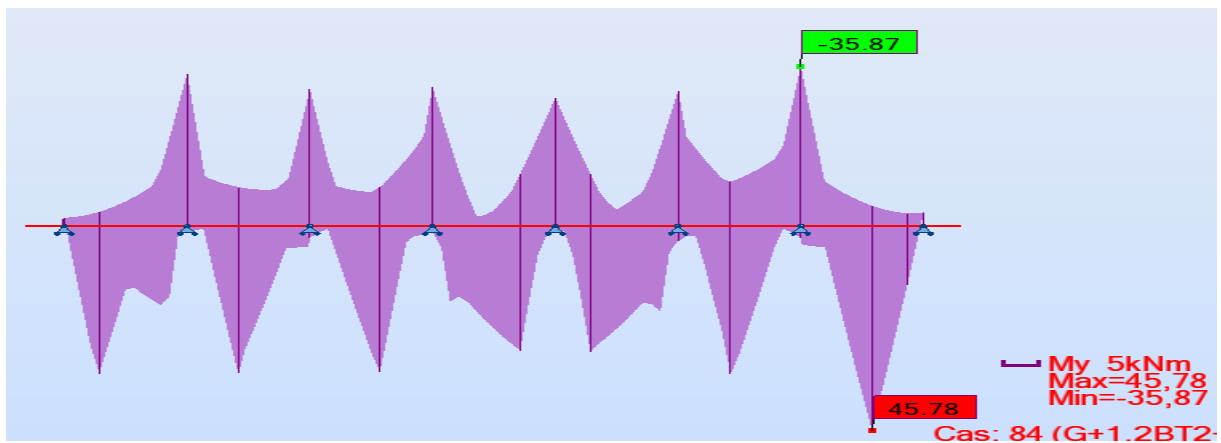
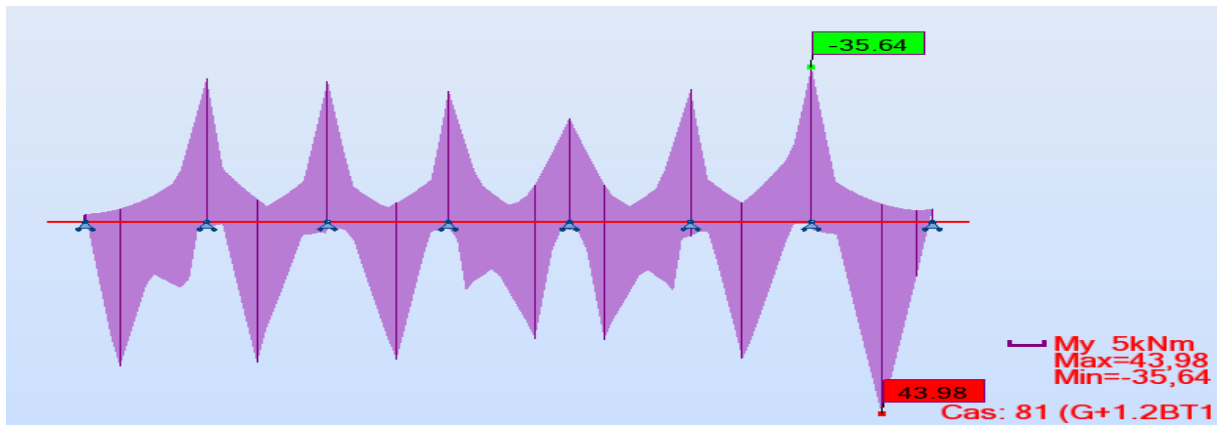


LE MOMENT DE L'HOURLDIS

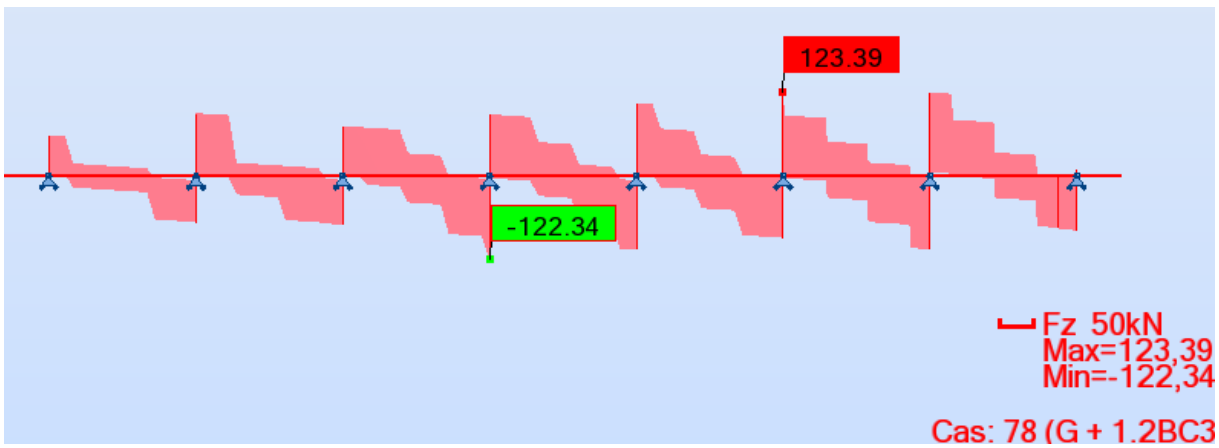
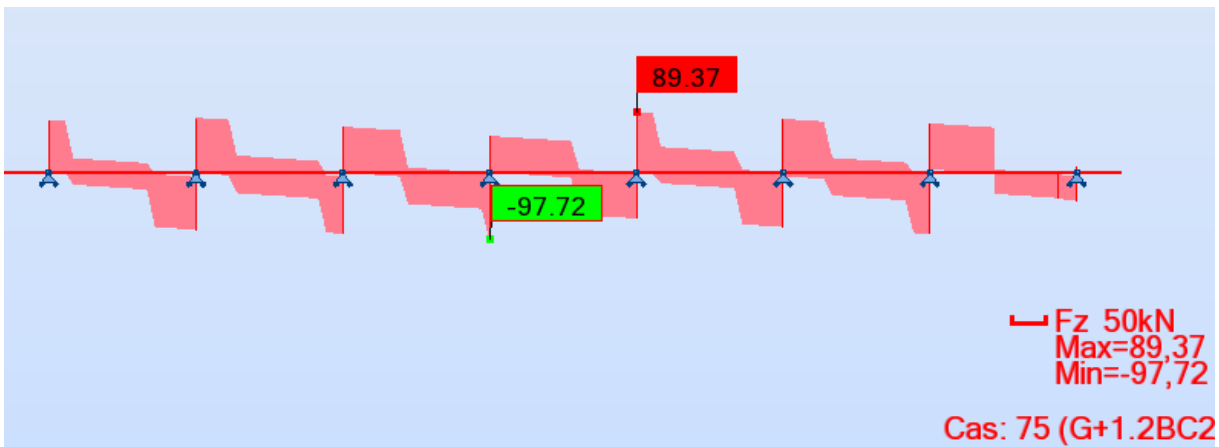
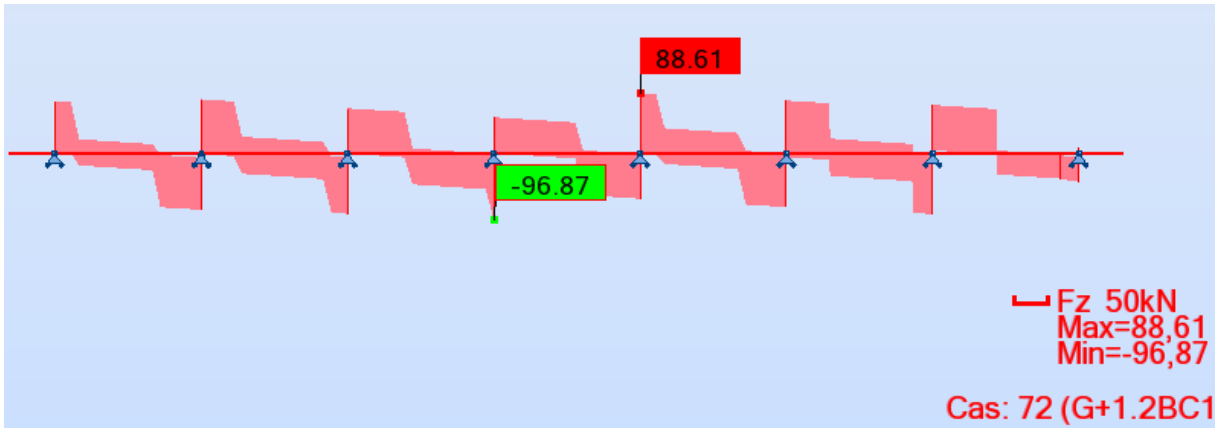
COMBINAISONS ELS

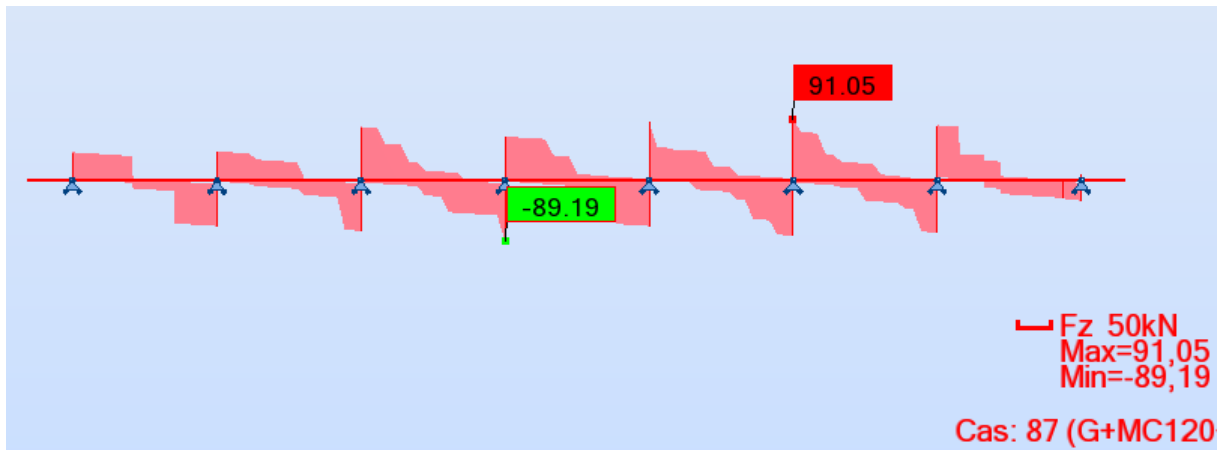
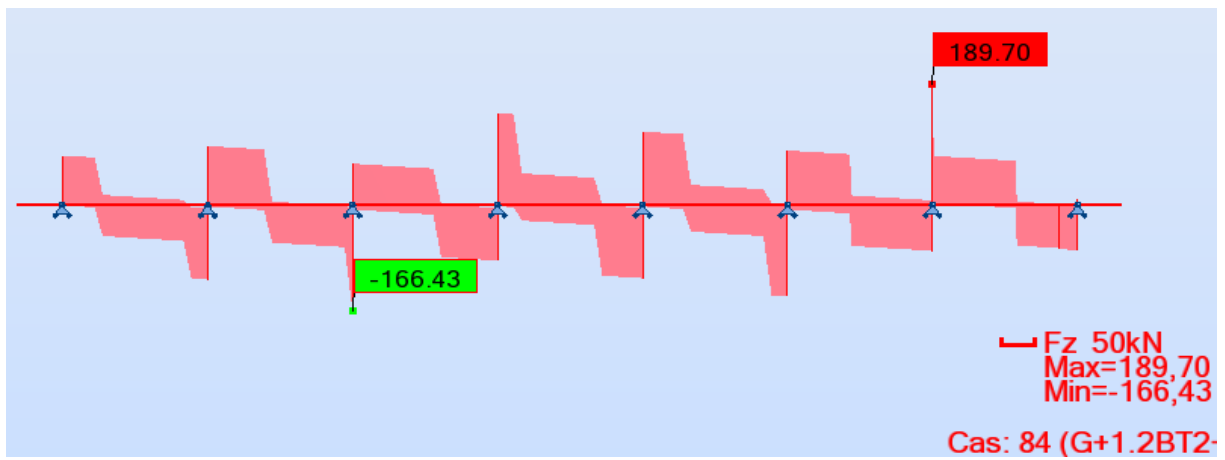
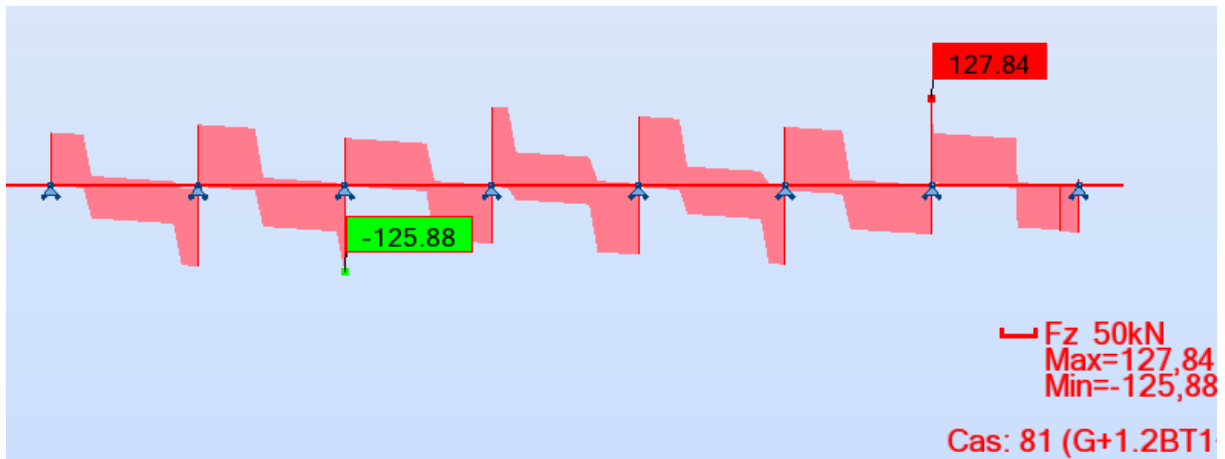
ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



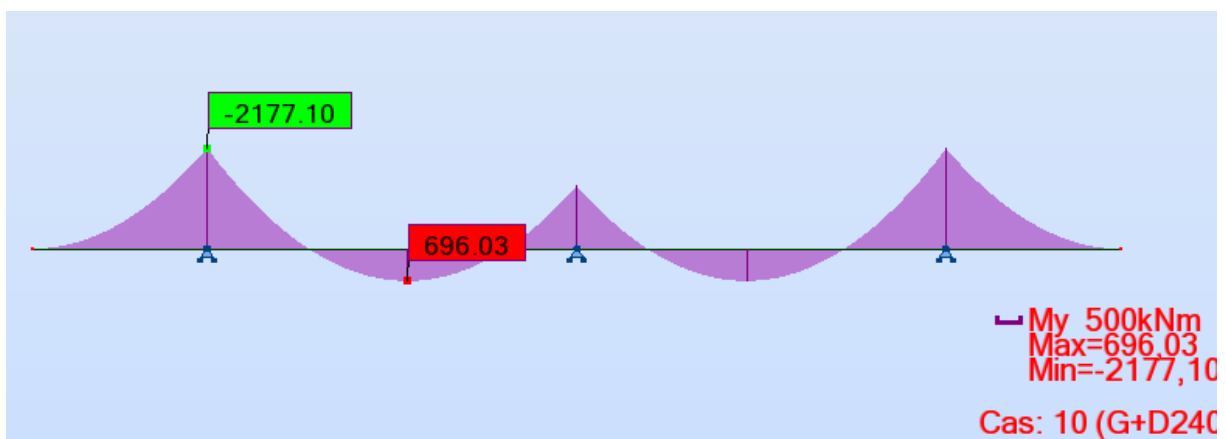
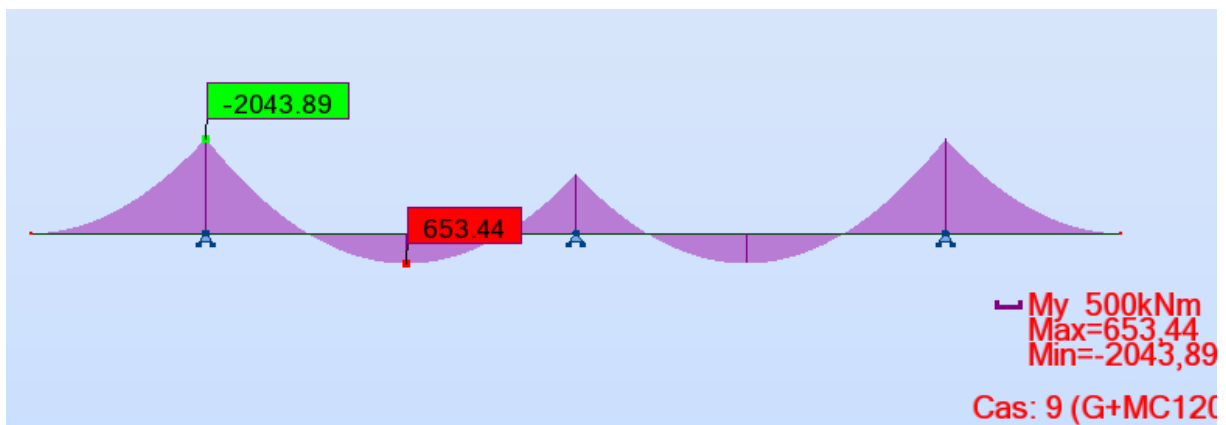
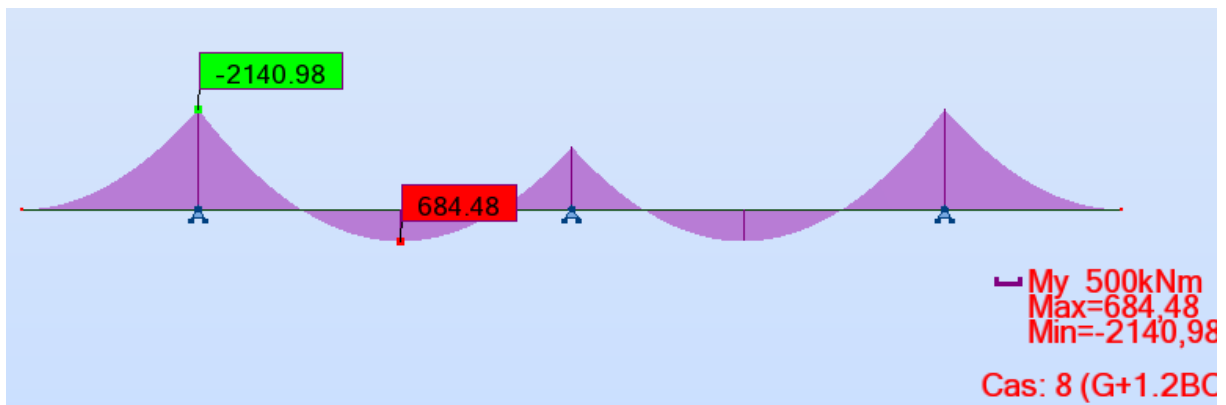
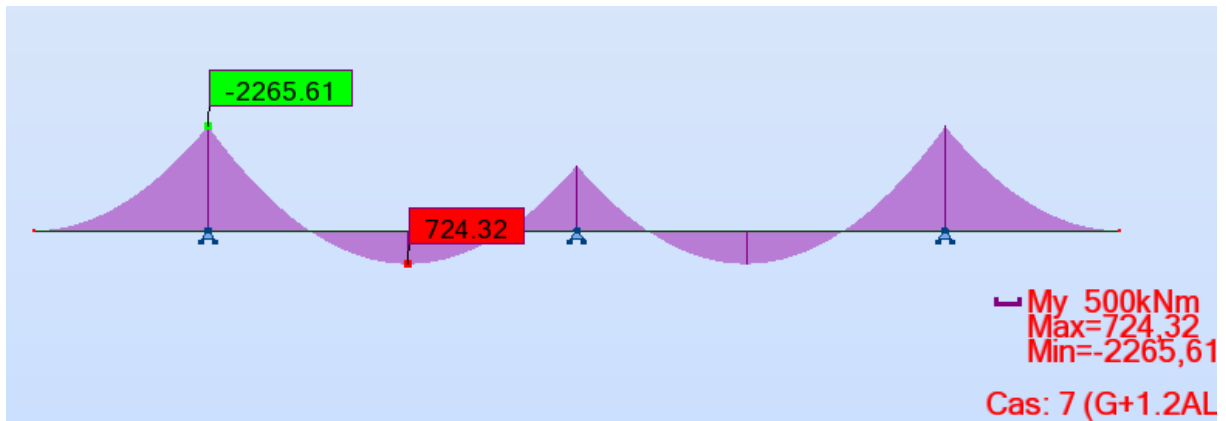


EFFORT TRANCHANT DE L'HOUDIS
COMBINAISONS ELS



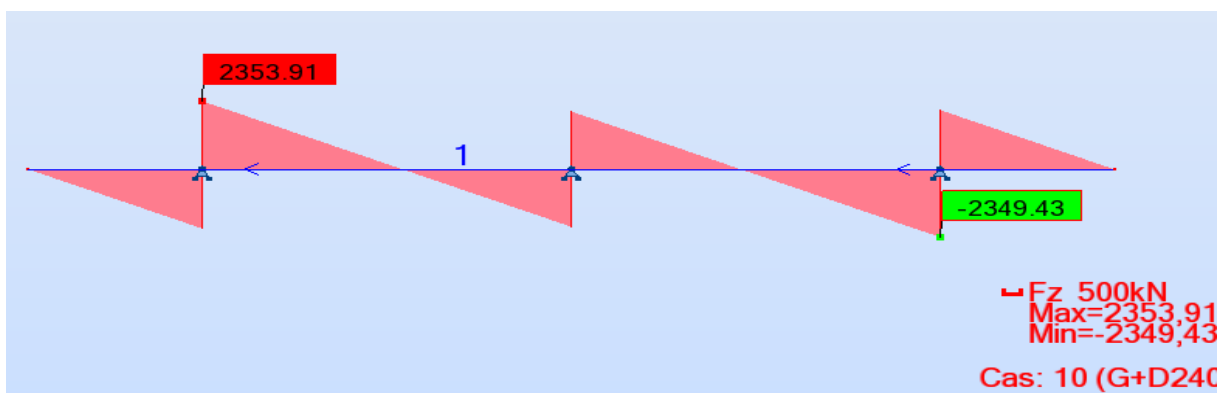
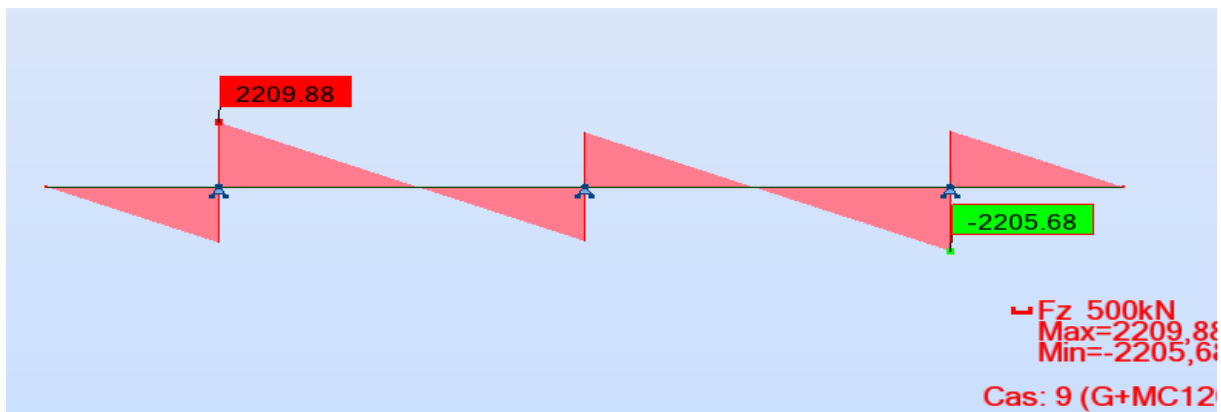
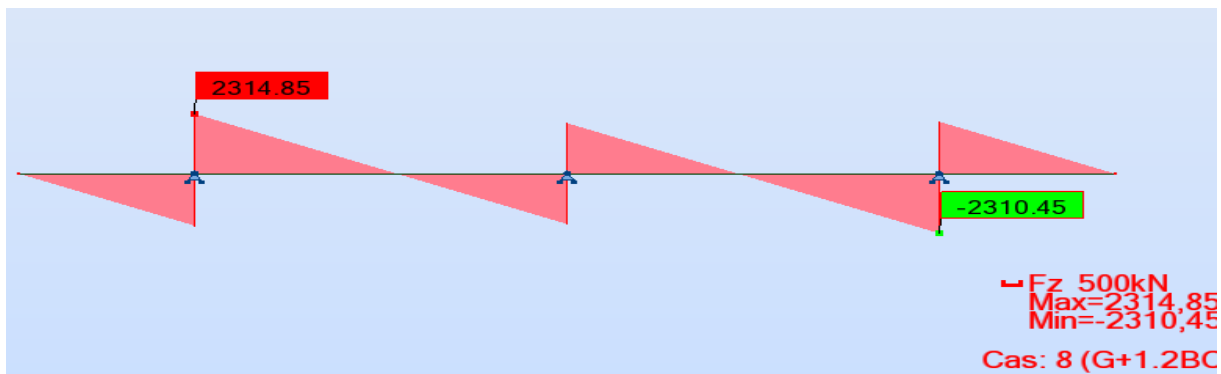
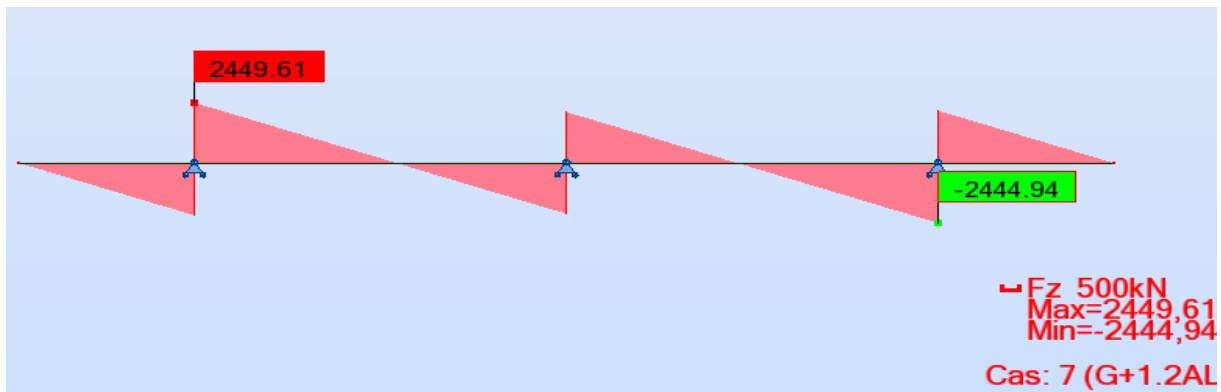


MOMENT DE CHEVETREE
COMBINAISONS ELS



EFFORT TRANCHANT DE CHEVETRE

COMBINAISONS ELS



ANNEXE C

TABLEAUX DE CALCULS

REACTIONS DUES AUX SURCHARGES

Système de charge A

Une travée chargée

q A(l) =	34,859	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	69,717	KN/ml	Pour deux voies chargées
q A(l) =	94,122	KN/ml	Pour trois voies chargées

Deux travées chargées

q A(l) =	23,42	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	46,83	KN/ml	Pour deux voies chargées
q A(l) =	62,91	KN/ml	Pour trois voies chargées

Réactions

Culee :	RA(l) =	1647,14	KN
Pile :	RA(l)=	2201,85	KN

Système de charge Bc

Culee :	R=	475,59	KN	
	Rbc=	605,76	KN	Pour une voie chargée
	Rbc=	1120,19	KN	Pour deux voies chargées
	Rbc=	1459,05	KN	Pour trois voies chargées

Pile	R=	517,06	KN	
	Rbc=	658,586	KN	Pour une voie chargée
	Rbc=	1217,87	KN	Pour deux voies chargées
	Rbc=	1586,28	KN	Pour trois voies chargées

Réactions

Culee :	RBc =	1459,05	KN
Pile :	RBc=	1586,28	KN

Charge militaire MC120

Q_{MC120}	1100	KN
Q_{MC120}	180.33	KN/ml

Réactions

Culée	R	1017.50	KN
	RMC120	1085.97	KN
Pile	R	1252.87	KN
	RMC120	1337.17	KN

Convoi exceptionnel : D240

QD240	2400	KN
QD240	129.03	KN/ml

Réactions

Culée	RD240	1778.82	KN
Pile	RD240	2110.59	KN

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Première phase : Après 7 jours

f_{c7}	23.18	MPa
f_{t7}	1.99	MPa
σ_{bt1}	-1.39	MPa
σ_{bt2}	-2.99	MPa
σ_{bc}	13.91	MPa
ΔP	10	%
n_{cable}	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-1.89	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	10	%
n_{cable}	3	

3ème phase : Après coulage de la dalle

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-1.89	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	15	%
n_{cable}	3	

4ème phase : En service

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-2.70	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	25	%
n_{cable}	3	

INFRASTRUCTURE

Etude statique

Evaluation des efforts agissants sur pile

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	4476,77	/	0,00	9,50	0,00	
Chevetre	1407,81	/	0,00	19,85	0,00	
G Tablier	9268,46	/	0,00	20,70	0,00	
Hf+r	/	130,90	/	20,70		2709,63
HT°	/	82,47	/	20,70		1707,07

Somme	15153,04	213,37	/	/	0,00	4416,70
-------	----------	--------	---	---	------	---------

(Al)	2201,85	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1586,28	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1337,17	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	103,25	/	20,70	/	2137,28
Bc	/	180,00	/	20,70	/	3726,00

Combinaison à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	15153,04	180,38	3733,87	0,00	3733,87
G+1.2Al+0.6T	17795,26	304,28	6298,60	0,00	6298,60
G+1.2Bc+0.6T	17056,58	396,38	8205,07	0,00	8205,07
G+Mc120+0.6T	16490,21	180,38	3733,87	0,00	3733,87
G+D240+0.6T	17263,63	180,38	3733,87	0,00	3733,87

Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	20456,60	250,94	5194,36	0,00	5194,36
1.35G+1.6Al++0.9T	23979,56	416,14	8614,00	0,00	8614,00
1.35G+1.26B+0.9T	22994,65	538,94	11155,96	0,00	11155,96
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23305,90	250,94	5194,36	0,00	5194,36
1.35G+1.35D240+0.9T	20456,60	250,94	5194,36	0,00	5194,36

Calcul des Pieux

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6750,00	/	0,00	1,13	0,00	/
Fûts	4476,77	/	0,00	11,75	0,00	/
Chevetre	1407,81	/	0,00	22,10	0,00	/
G Tablier	9268,46	/	0,00	22,95	0,00	/
Hf+r	/	130,90	/	22,95	/	3004,16
HT°	/	82,47	/	22,95	/	1892,62

Somme	21903,04	213,37	/	/	0,00	4896,77
-------	----------	--------	---	---	------	---------

(Al)	2201,85	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1586,28	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1337,17	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	103,25	/	22,95	/	2369,59
Bc	/	180,00	/	22,95	/	4131,00

Combinaison à l'ELS

	N	H	MH	MV	M	1ère file R ₁	2ème file R ₂	3ème file R ₃
G	21903,04	180,38	4139,73	0,00	4139,73	1622,33	1825,25	2028,181
G+1.2A1+0.6T	24545,26	304,28	6983,23	0,00	6983,23	1703,12	2045,44	2387,7535
G+1.2Bc+0.6T	23806,58	396,38	9096,93	0,00	9096,93	1537,95	1983,88	2429,8092
G+Mc120+0.6T	23240,21	180,38	4139,73	0,00	4139,73	1733,76	1936,68	2139,612
G+D240+0.6T	24013,63	180,38	4139,73	0,00	4139,73	1798,21	2001,14	2204,0634

Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	M	1ère file R ₁	2ème file R ₂	3ème file R ₃
1,35G	29569,10	250,94	5758,97	0,00	5758,97	2181,79	2464,09	2746,3942
1.35G+1.6A1++0.9T	33092,06	416,14	9550,31	0,00	9550,31	2289,52	2757,67	3225,8242
1.35G+1.26B+0.9T	32107,15	538,94	12368,57	0,00	12368,57	2069,29	2675,60	3281,8984
1.36G+1.35Mc120+0.9T	32418,40	250,94	5758,97	0,00	5758,97	2419,23	2701,53	2983,8353
1.35G+1.35D240+0.9T	29569,10	250,94	5758,97	0,00	5758,97	2181,79	2464,09	2746,3942

Evaluation des efforts agissants sur la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1,50	13,50	6,00
Mur F	4,56	13,25	1,55
DDT	0,30	11,95	4,00
Mur en R			0,60
Corbeau		12,05	
MGG	2,36	13,25	0,35

(+) : moment stabilisant ; (-) : moment renversant.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3037,50	/	0,00	1,13	0,00	/
Mur F	2341,28	/	-0,52	3,78	-1226,83	/
DDT	179,25	/	2,77	7,51	496,52	/
Mur en R	429,90	/	2,70	5,75	1160,73	/
Corbeau	40,67	/	0,38	7,22	15,45	/
MGG	318,00	/	0,11	7,24	34,98	/
Poids des Terres Amot	3366,29	/	1,58	4,43	5318,74	/
Poids des terres sur DDT	851,80		2,91	8,05	2478,73	
Poussée des terres	/	1855,28	/	2,31	/	-4285,69
Poids sur 10KN/m2	376,45		1,57		591,02	
Poussée Sur 10kN/m ²	/	336,01	/	4,23	/	-1419,66

Effort dus au tablier

Rg	4634,23	/	-0,70	/	-3243,96	/
R(Al)	1647,14	/	-0,70	/	-1152,99	/
Rbc	1459,05	/	-0,70	/	-1021,34	/
RMc120	1085,97	/	-0,70	/	-760,18	/
RD240	1778,82	/	-0,70	/	-1245,18	/
RST	0,00	/	-0,70	/	0,00	/
Hf+r	/	130,90	/	-6,06	/	-793,25
HT°	/	82,47	/	-6,06	/	-499,75
Frein Al	/	58,38	/	-6,06	/	-353,78
Frein Bc	/	150,00	/	-6,06	/	-909,00

Combinaison à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	15198,91	2035,66	-5378,79	5034,36	-344,43
G++0.6T+1.2Q	11016,41	2438,87	-7082,38	8987,55	1905,16
G+0.6T+1.2A(l)+ST	17175,47	2105,71	-5803,33	3650,77	-2152,57
G+0.6T+1.2Bc+ST	16949,77	2215,656	-6469,59	3808,75	-2660,84
G+0.6T+Mc120	16284,87	2035,66	-5378,79	4274,18	-1104,61
G+0.6T+D240	16977,73	2035,66	-5378,79	3789,18	-1589,61

Combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	20518,52	2755,56	-7306,35	6796,39	-509,96
1.35G+0.9T+1.6Q	20518,52	3293,18	-9577,80	6796,39	-2781,42
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	23153,94	2848,97	-7872,40	4951,59	-2920,81
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	22853,01	2995,56	-8760,75	5162,24	-3598,50
1.35G+0.9T+1.35Mc120	21984,58	2755,56	-7306,35	5770,15	-1536,20
1.35G+0.9T+1.35D240	22919,94	2755,56	-7306,35	5115,40	-2190,95

Calcul des Pieux

Combinaison à l'ELS

	1ère file	2eme file
	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	1875,94	1923,78
G++0.6T+1.2Q	1509,35	1244,75
G+0.6T+1.2A(l)+ST	1997,45	2296,42
G+0.6T+1.2Bc+ST	1933,94	2303,50
G+0.6T+Mc120	1958,90	2112,32
G+0.6T+D240	2011,83	2232,61

Combinaison à l'ELU

	1ère file	3ème file
	R1(KN)	R3(KN)
1.35G+0.9T	2529,40	2600,23
1.35G+0.9T+1.6Q	2371,66	2757,97
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	2691,41	3097,08
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2606,73	3106,52
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2641,39	2854,75
1.35G+0.9T+1.35D240	2712,84	3017,14

Etude des éléments de la culée

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2341,275	0	0,00	2,28	0,00	0
DDT	179,25	0	0,92	5,95	164,91	0
Corbeau	40,66875	0	0,90	5,72	36,60	0
MGG	318	0	0,6	5,75	190,80	0
Poids terres DDT	851,80		0,92	0,95	783,65	0
Poids des Terres Amot	357,885	0	0,92	5,95	329,2542	0
Poussée des terres	/	1718,739	0	2,30	0	-3953,1
Poussée Sur 10kN/m ²	/	274,3785	0	3,45	0	-946,6058

Efforts dus au tablier

Rg	4634,23	/	0,70	/	-3243,96	/
R(Al)	1647,14	/	0,70	/	-1152,99	/
Rbc	1459,05	/	0,70	/	-1021,34	/
RMc120	1085,97	/	0,70	/	-760,18	/
RD240	1778,82	/	0,70	/	-1245,18	/
RST	0,00	/	0,70	/	0,00	/
Hf+r	/	130,90	/	4,50	/	-589,05
HT°	/	82,47	/	4,50	/	-371,10
Frein Al	/	58,38	/	4,50	/	-262,71
Frein Bc	/	150,00	/	4,50	/	-675,00

Combinaisons à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	8723,10	1899,12	-4764,81	-1738,74	-6503,55
G++0.6T+1.2Q	8723,10	2228,37	-5900,74	-1738,74	-7639,48
G+0.6T+1.2A(l)+ST	10699,67	1969,18	-5080,06	-3122,34	-8202,40
G+0.6T+1.2Bc+ST	10473,97	2079,119	-5574,81	-2964,35	-8539,16
G+0.6T+Mc120	9809,07	1899,12	-4764,81	-2498,92	-7263,73
G+0.6T+D240	10501,93	1899,12	-4764,81	-2983,92	-7748,73

Combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	10143,12	2571,23	-6465,89	-2347,30	-8813,20
1.35G+0.9T+1.6Q	10143,12	3010,24	-7980,46	-2347,30	-10327,76
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	12778,54	2664,64	-6886,23	-4192,09	-11078,32
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	12477,61	2811,23	-7545,89	-3981,44	-11527,34
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15159,27	2571,23	-6465,89	-3373,54	-9839,43
1.35G+0.9T+1.35D240	16094,62	2571,23	-6465,89	-4028,29	-10494,18

ANNEXE D FERRAILLAGE

HOURDIS :

Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

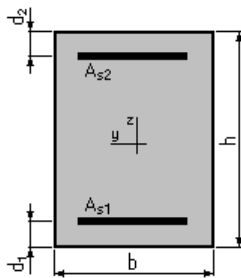
1. Hypothèses:

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)	61,05	0,00
Etat Limite de Service	45,78	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 61,05$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,51 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,83$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 45,78$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 6,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 228,6$ (MPa)

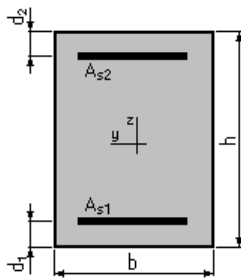
Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

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)	47,85	0,00
Etat Limite de Service	35,87	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,44$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 47,85$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE D FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité: 1,51 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 2,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 19,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,36$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 35,87$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

CHEVETRE :

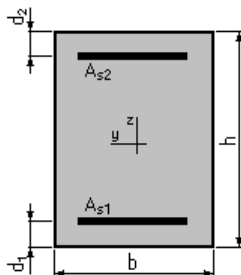
Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 250,0$ (cm)
 $h = 170,0$ (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)	957,44	0,00
Etat Limite de Service	724,32	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 41,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 41,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 957,44 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	3,05	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 162,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,37 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 724,32 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,84
Position de l'axe neutre:	$y = 26,2 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 156,3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 8,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

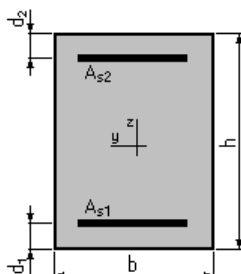
Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$b = 250,0 \text{ (cm)}$
 $h = 170,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3051,07	0,00
Etat Limite de Service	2265,61	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 71,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 41,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 3051,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 161,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,65$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 2265,61$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 33,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 153,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 24,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

FUT DE LA PILE :

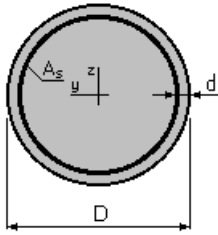
Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

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:



$$D = 200,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	7664,88	3718,00	0,00
2.	ELS	5685,53	2735,02	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 1570,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 7664,88 (kN) M_y = 3718,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 140,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 130,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1,34 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 267,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 5685,53 (kN)** **M_y = 2735,02 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,54

Position de l'axe neutre: $y = 146,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 15,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 62,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

PIEUX PILE :

Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

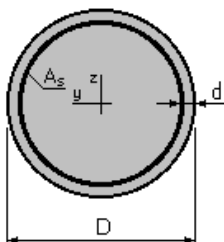
1. Hypothèses:

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:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2069,29	158,30	0,00
2.	ELS	1537,95	116,42	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 2069,29 (kN) M_y = 158,30 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,70 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 126,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,36$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 1537,95 (kN) M_y = 116,42 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,30

Position de l'axe neutre: $y = 188,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 61,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 25,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cerces des pieux

Armatures transversales ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

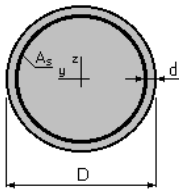
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	44,91	2069,29

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 6$

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

MUR FRONTAL :

Calcul de Section en Flexion Composée

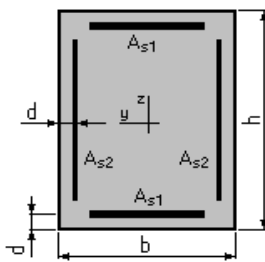
1. Hypothèses:

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)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	941,71	870,00	0,00
2.	ELS	790,49	146,23	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

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 = 941,71 (kN)** **M_y = 870,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,76 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 29,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 382,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 790,49 (kN)** **M_y = 146,23 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 19,40

Position de l'axe neutre: $y = 190,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 12,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

DALLE DE TRANSITION :

Calcul de Section en Flexion Simple

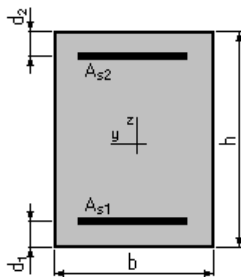
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	141,45	0,00
Etat Limite de Service	112,19	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,01$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 141,45$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,66	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 8,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 21,4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 6,29$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 112,19$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 207,3$ (MPa)

CORBEAU :

Calcul d'une Section Comprimée

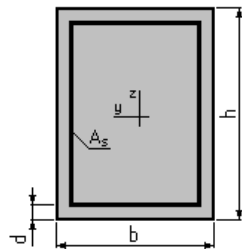
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	96,53
Etat Limite de Service	71,80
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)

ANNEXE D FERRAILLAGE

Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,65$		N_u (béton seul)	$= 3546,00$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0,2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 10,4$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 150,0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0,52$	(%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,35$	(%)
maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)

MUR GARDE GREVE :

Calcul de Section en Flexion Simple

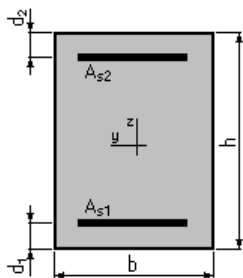
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- 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)	164,22	0,00
Etat Limite de Service	123,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,75 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 164,22 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,60	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 8,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 26,8 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 9,57 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 123,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 11,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 26,2 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$	

MUR EN RETOURE :

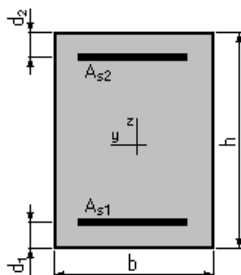
Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 60,0 \text{ (cm)}$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	320,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,58 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 320,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 18,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 48,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$

MUR EN RETOURE :

Sens verticale : Calcul de Section en Flexion Simple

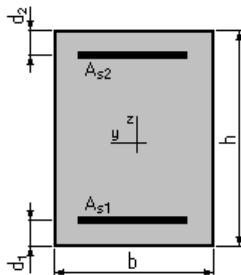
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	160,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 160,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)