

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
DU PK 27+449 O.A
DE LA PENETRANTE DE BEJAIA

Présenté par :

BELLOUL ABDELALIM
TITOUCHE AREZKI

Encadré par :

Mr. MOHAMED TAKI

Promotion 2022 /2023

REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la réduction de ce document. il s'agit plus particulièrement de :

Notre Co-encadreur **Mr TAKI MOHAMED** Professeure a l'école des travaux publics, pour sa disponibilité, pour avoir su nous guider dans ce travail, sa rigueur scientifique et son sens d'écoute et d'échange.

Nos remerciements s'adressent à tous les enseignants et les travailleurs de **l'ENSTP** sans exception et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation depuis, les premières lettres alphabétiques.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

{بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ}

Je dédie ce modeste travail

*Ma très chère **mère** et à mon **père** qui ont sacrifié leur vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Ceux qui ont toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes braves **sœurs**.*

*A mon binôme et confrère : **Titouche Arezki**.*

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment et tous mes amis.

BELLOUL ABDELALIM

DEDICACES

{بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ}

Je dédie ce modeste travail

*Ma très chère **mère** et à mon **père** qui ont sacrifié leur vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Ceux qui ont toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes braves **frères**.*

A Toute ma grande famille sans exception.

*A mon binôme et confrère : **BELLOUL ABDELALIM***

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

TITOUCHE AREZKI

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو تصميم ودراسة جسر منحنى بطول 175 م يشكل جزء من الطريق السيار الرابط بين ميناء بجاية والطريق السيار شرق-غرب. الاختيار الأنسب على تحليل متعدد الخصائص قادنا الى دراسة جسر متعدد العارضات بالخرسانة المسبقة الاجهاد. تركز المنشأة العلوية للجسر على 6 مساند من الخرسانة المسلحة اثنتان جانبيتان وستة وسطية، حيث ان الدراسة تمت آليا باستعمال برنامج روبرو مرتكزين على التعليمات المستعملة في الجزائر:

RCPR2008, BAEL91, BPEL91 and RPOA2008.

كلمات مفتاحية: جسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، خرسانة مسلحة، المنشأة العلوية، مساند، تعليمات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont courbe d'une longueur de 175 m qui fait partie de la pénétrante reliant le port de Béjaïa à l'autoroute est-ouest. Le choix du type de tablier est basé sur une analyse multicritère ; cette analyse nous a conduits à étudier un pont à poutres multiples en béton précontraint par post tension. Le tablier repose sur 6 appuis (2 culées et 4 piles) en béton armé, dont l'étude est faite automatiquement à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS tout en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tels que :

RCPR2008, BAEL91, BPEL91 et RPOA2008.

Mots clés : Pont, tablier, béton précontraint, béton armé, pile, culée, règlements.

Abstract

The purpose of this work is the design and the study of a curved bridge with a length of 175 m which is part of the penetrating linking the port of Bejaia to the east-west highway. The type of the deck was answer based on a multi-criteria analysis and it is consist of multiple girder bridge in prestressed concrete post tension. The deck is based on 6 bearings (two abutments and four intermediate supports) reinforced concrete, whose study is done automatically using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS based on a regulations Algerian such as.

RCPR2008, BAEL91, BPEL91 and RPOA2008.

Keywords: Bridge, deck, prestressed concrete, reinforced concrete, bearings, supports, abutment, regulations.

LISTEDESFIGURES

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1 : Décomposition du souffle	3
Figure I. 2 : Composantes du souffle	3
Figure I. 3 : Joint non apparent à revêtement normal.....	5
Figure I. 4 : Joint non apparent à revêtement amélioré.....	5
Figure I. 5 : Joint à hiatus.....	6
Figure I. 6 : Joint cantilever	6
Figure I. 7 : Joint à pont appuyé.....	7
Figure I. 8 : Joint à pont en bande	7
Figure I.1 0 : Réserve du joint de chaussée.....	9

Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1 : Site de l'ouvrage via Google Earth	13
Figure II. 2 : Image satellitaire	14
Figure II. 3 : Tracé en plan	15
Figure II. 4 : profil en long	16
Figure II. 5 : Carte de zonage sismique en Algérie (RPOA-2008)	19

Chapitre III : CONCEPTION GENERALE

Figure III.1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint	22
Figure III.2: Conception longitudinaleVARIANTE01	23
Figure III.3: Notation des dimensions.....	24
Figure III.4: Les sections de la poutre VARIANTE.....	24
Figure III.5: Coupe transversale surpileVARIANTE01.....	25
Figure III.6: Coupe transversale surculéeVARIANTE01	25
Figure III.7: Vue en planVARIANTE01.....	25
Figure III.8:Profil en long VARIANTE02	26
Figure III.9:Les dimensions de voussoir	27
Figure III.10:Les dimensions des voussoirs courant VARIANTE02	28
Figure III.11:VueenplanVARIANTE02.....	28
Figure III.12: Coupe transversale surpileVARIANTE02.....	28
Figure III.13:Coupe transversale surculéeVARIANTE02	29
Figure III.14:Coupe longitudinale VARIANTE03	30
Figure III.15:Profil en travers d'un bipoutre à Pièces de pont	31
Figure III.16:Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS	31
Figure III.17:Coupe transversale Sur pile VARIANTE03	33
Figure III.18:Coupe transversale Sur CULEE VARIANTE03	33
Figure III.19:VueenplanVARIANTE03	34
Figure III.20:Les dimensions des sections de la poutre métallique	34

Chapitre IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P	40
Figure IV. 2 : Demi-poutre.....	41
Figure IV. 3 : Détail de l'entretoise	41
Figure IV. 4 : Détail de la corniche et le Trottoir.....	42
Figure IV. 5 : Système Bc	45
Figure IV. 6 : Système Br	46
Figure IV. 7 : Système Bt	47
Figure IV. 8 : Convoi Mc120	48
Figure IV. 9 : Convoi type D240	48

Chapitre V : MODELISATION DU TABLIER

Figure V.1: Modèle du tablier en 3D	51
Figure V. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison $1.35 G + 1.35 D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$)	52
Figure V. 3: Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison $1.35 G + 1.35 D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$)	52
Figure V. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison $G + D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$).....	52
Figure V. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison $G + D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$).....	53

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI. 1 : Rayon de courbure.....	56
Figure VI. 2 : L'angle de déviation	57
Figure VI. 3 : Caractéristiques des plaques d'ancrages	57
Figure VI. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	58
Figure VI. 5 : Valeur de ϵ_r	62
Figure VI. 6 : Limitation des contraintes des sections en B.P	64
Figure VI. 7 : Ferrailage de la poutre à mi- travée	68
Figure VI. 8 : Flèche due au poids propre du poutre.....	69
Figure VI. 9 : La flèche due au poids du tablier G.....	69
Figure VI. 10 : Contre flèche due à la précontrainte	70
Figure VI. 11 : flèche maximale à ELS	70

Chapitre VII : ETUDE DE L'OURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VII. 1 : Modélisation de la dalle	72
Figure VII. 2 : Moment maximum à l'ELS.....	73
Figure VII. 3 : Moment maximum à l'ELU	73
Figure VII. 4 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale)	74
Figure VII. 5 : Géométrie d'un appareil d'appui	74
Figure VII. 6 : Les éléments de Joint de chaussée	78

Chapitre VIII : ETUDE SISMIQUE

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX. 1 : Dimension de la pile la plus haute.....	86
Figure IX. 2 : Modélisation du chevêtre	88
Figure IX. 3 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies).....	89
Figure IX. 4 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies)....	89
Figure IX. 5 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(l)2-Voies).....	89
Figure IX. 6 : Ferrailage de chevêtre (coupe transversale)	91
Figure IX. 14 : Ferrailage de fût	94
Figure IX. 15 : Plan de disposition des pieux sous la semelle	95
Figure IX. 16 : Ferrailage de la semelle	97
Figure IX. 17 : Ferrailage de pieu	98
Figure IX.18 : dimensions de la culée.....	100
Figure IX. 19 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS	106
Figure IX. 20 : Ferrailage de la culée.....	107

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : Comparaison des différents types.....	8
Tableau I.2 : Action et réparation à entreprendre en fonction de la nature des dés ordres	11

Chapitre II

Tableau II.1 : Formation géologique	17
Tableau II.2 : Résultats d'analyses chimiques sur sol	18

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Gamme de portée... ..	21
Tableau III.2 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante	23
Tableau III.3 : Récapitulation de découpage des voussoirs	26
Tableau III.4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.....	27
Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.....	30
Tableau III.6 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.....	32
Tableau III.7 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme.....	32
Tableau III.8 : Avantages et inconvénients des 3 variantes	35
Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes	36

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1 : Les caractéristiques de béton	37
Tableau IV. 2 : Les caractéristiques des acier actifs	38
Tableau IV. 3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte.....	38
Tableau IV. 4 : Contraintes admissibles à la compression de béton	39
Tableau IV. 5 : Les modules de déformation longitudinale	39
Tableau IV. 6 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives	40
Tableau IV. 7 : Résultats de calcul des CP	42
Tableau IV. 8 : Résultats de calcul des CCP	42
Tableau IV. 9 : Poids total du tablier	43
Tableau IV. 10 : Le coefficient α_1	44
Tableau IV. 11 : La valeur de v_0	44
Tableau IV. 12 : Résultat de calcul de $A(l)$	44
Tableau IV. 13 : Coefficients b_c	45
Tableau IV. 14 : Résultat de calcul de B_c	46
Tableau IV. 15 : Coefficients b_t	47
Tableau IV. 16 : Résultat de calcul de B_t	47
Tableau IV. 17 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique	49
Tableau IV. 18 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de $A(l)$	50

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Résultats des combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU avec ROBOT	53
--	----

CHAPITRE VI

Tableau VI. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats de logiciel.....	54
Tableau VI. 2 : Résultats de pré-vérification des contraintes.....	56
Tableau VI. 3 : Position des câbles	58
Tableau VI. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage	59
Tableau VI. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres	59
Tableau VI. 6 : valeurs des coefficients f et φ	60
Tableau VI. 7 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement	60
Tableau VI. 8 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage	61
Tableau VI. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton	62
Tableau VI. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton	63
Tableau VI. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification	63
Tableau VI. 12 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	64
Tableau VI. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase	65
Tableau VI. 14 : Les résultats de calcul σ_x et $\bar{\tau}_1$	66
Tableau VI. 15: Vérification des contraintes tangentielles	66
Tableau VI. 16 : Résultat de calcul β_u	67

CHAPITRE VII

Tableau VII. 1 : Ferrailage transversal de la dalle	73
Tableau VII. 2 : vérification de l'appareil d'appui.....	76

CHAPITRE VIII

Tableau VII. 1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis	81
Tableau VII. 2 : Répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui	82
Tableau VII. 3 : Répartition des efforts sismiques transversales sur chaque appui	83
Tableau VII. 4 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison	84

CHAPITRE IX

Tableau IX. 1 : Positionnement et hauteur des piles	85
Tableau IX. 2 : Efforts verticaux sollicitant la pile	86
Tableau IX. 3 : Efforts horizontaux sollicitant la pile	87
Tableau IX. 4 : Les moments sollicitant la pile	88
Tableau IX. 5 : Ferrailage du chevêtre à la flexion	90
Tableau IX. 6 : Evaluation des efforts agissant sur un seul fût	92
Tableau IX. 7 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison a ELS.....	92
Tableau IX. 8 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison a ELU	92
Tableau IX. 9 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fût	93
Tableau IX. 10 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max	93
Tableau IX. 11 : Ferrailage de fût	93
Tableau IX. 12 : Effort revenant à chaque pieux	95
Tableau IX. 13 : Calcul la section d'acier	96
Tableau IX. 14 : les paramètres de WARNER	98
Tableau IX. 15 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.....	99
Tableau IX. 16 : Effort dû aux charges permanentes	101
Tableau IX. 17 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais.....	101
Tableau IX. 18 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal.....	102
Tableau IX. 19 : Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max	103
Tableau IX. 20 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition	103
Tableau IX. 21 : Combinaison des efforts	104
Tableau IX. 22 : Calcul de moment des poussées des terres	105
Tableau IX. 23 : Les valeurs de M_p/K	105

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTIO	2
I.2. ROLES ET FONCTIONS DES JOINTS DE CHAUSSEES	2
I.3. LE CHOIX DES JOINTS DE CHAUSSEES	2
I.3.1. Le souffle.....	3
I.3.2. Le trafic.....	4
I.3.3.L'étanchéité de l'ouvrage.....	4
I.4. DESCRIPTION DES DIFFERENTS TYPES DES JOINTS DE CHAUSSEES	4
I.4.1. Joint non apparent à revêtement normal	4
I.4.2. Joint non apparent à revêtement amélioré.....	5
I.4.3. Joint à hiatus.....	6
I.4.4.Joint à peigne en console	6
I.4.5. Joint à pont appuyé.....	7
I.4.6. Joint à pont en bande.....	7
I.5. COMPARAISON DES DIFFERENTS TYPES	8
I.6. POSE DES JOINTS MECANQUES.....	9
I.6.1. Différents types de pose.....	9
I.7. POSE EN FEUILLURE.....	10
I.7.1.Réservation.....	10
I.7.2. Mise en place du ferrailage complémentaire et coffrage.....	10
I.7.3. Bétonnage/coulage des joints	10
I.8. LES TRAVAUX DE REPARATION ET DE JOINT DE CHAUSSEE.....	10
I.9. CAS DU REMPLACEMENT D'UN JOINT DE CHAUSSEE	12
I.10. CONCLUSION.....	12

CHAPITRE II: PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION	13
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	13
II.2.1. Données relative à l'ouvrage.....	14
II.2.2. Données fonctionnelles.....	14

II.2.3. Données naturelles.....	16
II.3. CONCLUSION	20

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION.....	21
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTE.....	22
III.2.1. VARIANTE01: PONT A POUTRES PRE CONTRAINTE POST TENSION	22
III.2.2. VARIANTE02: PONT CAISSON A HAUTEUR VARIABL	26
III.2.3. VARIANTE03: PONT MIXTE BIPOUTRE.....	29
III.3. ANALYSE MULTICRITERE	34
III.4. CONCLUSION	36

CHAPITRE IV: CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION	37
IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	37
IV.2.1. Les règlements	37
IV.2.2. Caractéristiques des matériaux.....	37
IV.3. CALCUL DES CHARGES ET SUR CHARGES	40
IV.3.1. Les actions appliquées sur l'ouvrage	40
IV.3.2. Évaluation des charges et surcharges	41
IV.3.3. Évaluation des surcharges	43
IV.3.3.1. Sous la charge de système Bc	45
IV.3.3.2. Sous la charge de système Br.....	46
IV.3.3.3. Sous la charge de système Bt.....	46
IV.3.3.4. Sous la charge de système Mc120	48
IV.3.3.5. Sous la charge de système D240.....	48
IV.4. CONCLUSION	50

CHAPITRE V: MODELISATION DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION.....	51
V.2. LES ETAPES DE MODELISATION.....	51
V.3. RESULTATS	51

V.4.CONCLUSION	53
----------------------	----

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION	54
VI.2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE	54
VI.3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE	55
VI.4. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES	55
VI.5. TRACE DU CABLE	56
VI.5.1. Rayon de courbure	56
VI.5.2. L'angle de déviation β	57
VI.5.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages	57
VI.5.4. Position des câbles	58
VI.5.5. L'angle de relevage α	58
VI.5.6. Résultats	59
VI.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE	59
VI.6.1. Les pertes instantanées	60
VI.6.2. Les pertes différées	60
VI.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS	63
VI.7.1. Les Caractéristiques des sections de vérification	63
VI.7.2. Effort de précontrainte	64
VI.7.3. Vérification des contraintes normales	64
VI.7.4. Vérification des contraintes tangentielles	66
VI.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	67
VI.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE	67
VI.9.1. Armatures passives des zones tendues	67
VI.9.2. Armatures de peau	68
VI.9.3. Cadres de talon	69
VI.9.4. Armatures supérieures de la table de compression	69
VI.10. VERIFICATION DE LA FLECHE	69
VI.10.1. La flèche admissible	69
VI.10.2. Flèche due au poids propre du poutre	70
VI.10.3. Flèche due au poids du tablier G	70
VI.10.4. Contre flèche due à la précontrainte	71
VI.10.5. Flèche maximale à ELS	71

VI.10.6. Flèche due à la Construction	71
VI.10.7. La flèche totale	71
VI.11. CONCLUSION	71

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOUDISETEQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION	72
VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS	72
VII.2.1. La modélisation de la dalle	72
VII.2.2. Les résultats	72
VII.2.3. Ferrailage de la dalle.....	73
VII.3. EQUIPEMENT DU PONT.....	74
VII.3.1. L'appareil d'appui	74
VII.3.2. Joint de chaussée.....	78
VII.3.3. Les corniches	79
VII.3.4. Les garde-corps.....	79
VII.3.5. Les glissières de sécurité	79
VII.4. CONCLUSION.....	79

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION.....	80
VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	80
VIII.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	80
VIII.4. SEISME LONGITUDINAL.....	81
VIII.4.1. Détermination de la masse du système.....	81
VIII.4.2. Détermination de la raideur du système	81
VIII.4.3. Période longitudinale du système.....	81
VIII.4.4. Spectre de réponse élastique.....	82
VIII.4.5. Effort longitudinal globale	82
VIII.4.6. Evaluation des déplacements.....	82
VIII.4.7. Répartitions des efforts sismiques	82
VIII.5. SEISME TRANSVERSAL	83
VIII.6. SEISME VERTICAL	83
VIII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE.....	83

VIII.8. CONCLUSION.....	84
-------------------------	----

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

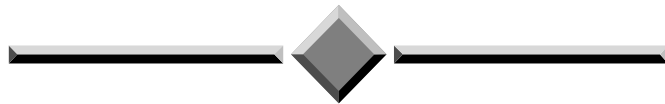
IX.1. INTRODUCTION	85
IX.2. ETUDE DE LA PILE	85
IX.2.1. Conception de la pile.....	85
IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	86
IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile	86
IX.2.4. Etude des éléments de la pile	88
IX.3. ETUDE DE LA CULEE	98
IX.3.1. Choix de type de culée	98
IX.3.1. Pré dimensionnement de la culée	99
IX.3.2. Evaluation des efforts dus aux poussées	100
IX.3.3. Evaluation des efforts statiques agissant sur la culée.....	100
IX.3.4. Etude des éléments de la culée.....	101
IX.4. CONCLUSION	107
CONCLUSION GENERALE	108

BIBLOGRAPHE

ANNEXE A

ANNEXE B

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENRALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière), artificiel (barrages) ou une voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socioéconomique et même stratégique.

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

La Conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

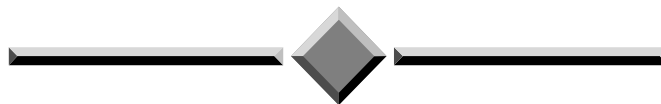
Dans le cadre de notre PFE, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre Projet de fin d'étude par "**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC PK 27+449 DE LA PENETRANTE DE BEJAIA**".

Pour cela ce projet de fin d'étude va s'articuler sur trois points forment neuf chapitres.

- Partie 1 : Présentation et conception de l'ouvrage ;
- Partie 2 : Dimensionnement et calcul de la superstructure de l'ouvrage ;
- Partie 3 : Etude de l'infrastructure (piles et culées).

Alors, nous allons traiter les principales étapes de l'élaboration d'un projet de pont en commençant par la conception générale. une fois que les variantes sont définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse du point de vue technique et économique pour le dimensionner et l'étudier d'une manière profonde en se basant sur les connaissances requises dans différentes disciplines telles que la résistance des matériaux, le béton précontrainte et la mécanique des sols tout en se référant aux règlements indispensable notamment : RPOA, RCPR, BAEL, BPEL...etc.

CHAPITRE I
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR
LES JOINTS DE
CHAUSEES



I.1. INTRODUCTION :

Un joint est un espace entre deux portions d'une structure dont le but est de permettre à chacune des parties des déplacements relatifs. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continu mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc...). Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement par de dispositifs sont appelés les joints de chaussées.

Un joint est nécessaire sur un pont, un viaduc ou une passerelle dans tous les cas où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation.

Le joint de chaussée est le dispositif qui équipe une coupure du tablier lorsque les lèvres de cette coupure se déplacent l'une par rapport à l'autre. C'est un équipement important pour le bon fonctionnement de l'ouvrage et sa durabilité.

I.2. ROLES ET FONCTIONS DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Les joints de chaussée doivent assurer deux fonctions principales sont :

- Assurer la libre dilatation des tabliers.
- Permettre la circulation en toute sécurité. Il ne doit pas y avoir de discontinuité de la chaussée ou une discontinuité d'adhérence dangereuse et les conditions de roulement aux abords et sur le joint doivent être bonnes.

Par ailleurs, il doit remplir les conditions suivantes :

- Être étanche où disposer d'un bon recueil des eaux et ne pas être un point de pénétration de l'eau sous l'étanchéité.
- Être silencieux, c'est-à-dire que les véhicules, au passage du joint, ne subissent pas un ressaut, mais aussi que le joint ne soit pas, lui-même, la source de bruit.
- Être d'un entretien le plus limité possible en durée, en coût et en nombre d'interventions.

I.3. LE CHOIX DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.

Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

Il y a deux autres paramètres constituant les éléments pour le choix d'un modèle de joint de chaussée sont : le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

Il est donc indispensable de définir ces données de base particulières à l'ouvrage.

I.3.1. Le souffle :

On appelle " souffle " (ou parfois " jeu ") d'un joint 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 sont représentés sur la figure ci-dessous :

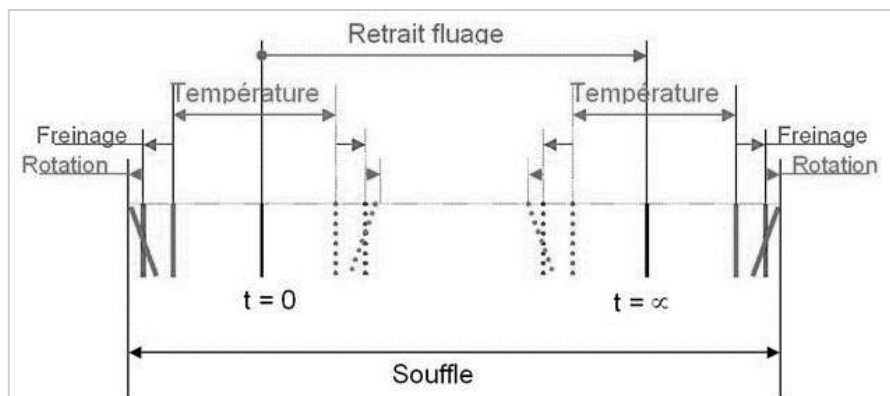


Figure I. 1 Décomposition du souffle

- La température indiquée représente la dilatation thermique pure
- Freinage : sous charges.
- Rotation : charges, fluage, gradient thermique...

Le joint doit satisfaire aux trois degrés de liberté correspondant aux trois directions du déplacement relatif des deux éléments par rapport à l'axe de la voie.

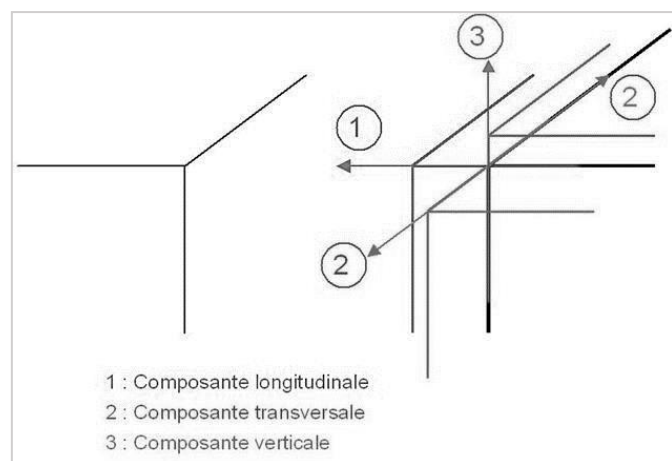


Figure I. 2 Composantes du souffle

Le premier choix à effectuer est donc de sélectionner la ou les famille(s) de joint de chaussée dont le domaine d'emploi est compatible avec le souffle calculé.

I.3.2. Le trafic :

Le dispositif doit être adapté, de part de sa conception, à la fréquence des mouvements et aux efforts qu'il subit.

La fréquence des passages joue un rôle primordial par l'effet de fatigue qu'il provoque.

Le problème que pourrait poser le trafic de chantier n'est pas évoqué car la solution qui s'avère la plus sage, la plus économique et la plus sûre est de l'éviter en reportant la pose du joint après l'achèvement des gros trafics de chantier et en particulier après la mise en œuvre des couches de chaussée.

I.3.3. L'étanchéité de l'ouvrage :

La disposition qui consiste à munir les ouvrages d'art d'une étanchéité que l'on suppose efficace a trois incidences sur les joints ;

- La continuité de l'étanchéité de l'ouvrage au ras du joint,
- L'étanchéité dans le vide du joint,
- La continuité de l'étanchéité dans le caniveau et dans la bordure de trottoir.

I.4. DESCRIPTION DES DIFFERENTS TYPES DES JOINTS DE CHAUSSEES :

Depuis les années 1980, les joints de chaussées sont classés en quatre grandes familles :

- Joint non apparent à revêtement, normal ou amélioré.
- Joint à hiatus (ou à lèvres) et remplissage du vide par un produit élastique.
- Joint à pont en porte à faux.
- Joint à pont souple, appuyé ou en bande.

La réglementation européenne en cours d'élaboration distinguera six familles :

- Joint sous revêtement.
- Joint à revêtement amélioré.
- Joint à un seul hiatus.
- Joint à matelas.
- Joint cantilever,
- Joints à plaques appuyées.
- Joint modulaire.

Description succincte de types de joints les plus courants :

I.4.1. Joint non apparent à revêtement normal :

Le pontage au-dessus du vide se fait par diverses solutions d'un intérêt secondaire car le domaine d'emploi est surtout limité par les possibilités du revêtement à supporter la compression et surtout la traction. C'est pourquoi on utilise, parfois, au droit du joint, un matériau de chaussée plus performant.

Le joint non apparent à revêtement normal consiste en la mise en place d'une feuille, de cuivre ou de bitume élastomère armé, fixée sur la structure et prise en sandwich dans l'étanchéité de l'ouvrage.

Le revêtement de la chaussée est mis en œuvre sur le joint, la chaussée au droit du joint doit obligatoirement être souple et avoir une épaisseur minimale de l'ordre de 10 cm.

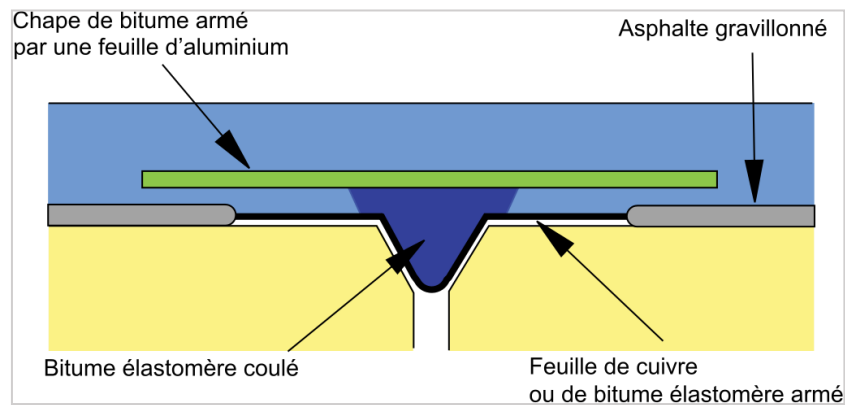


Figure I. 3 Joint non apparent à revêtement normal

I.4.2. Joint non apparent à revêtement amélioré :

Le joint est ici constitué d'un revêtement enrobé spécial s'appuyant sur une plaque de pontage. Le revêtement amélioré est un enrobé composé en général d'un bitume modifié par l'adjonction de polymères.

Dans le cas du choix d'un joint à revêtement amélioré, il est conseillé, pour diminuer les risques de fluage, d'orniérage ou de glissance, d'adopter les dispositions suivantes :

- Diminuer les largeurs du joint et de la plaque de pontage par rapport à celles requises pour une mise en œuvre classique,
- Chanfreiner les angles des arêtes des lèvres des maçonneries pour éviter, lors des mouvements verticaux différentiels un poinçonnement de la tôle de pontage.

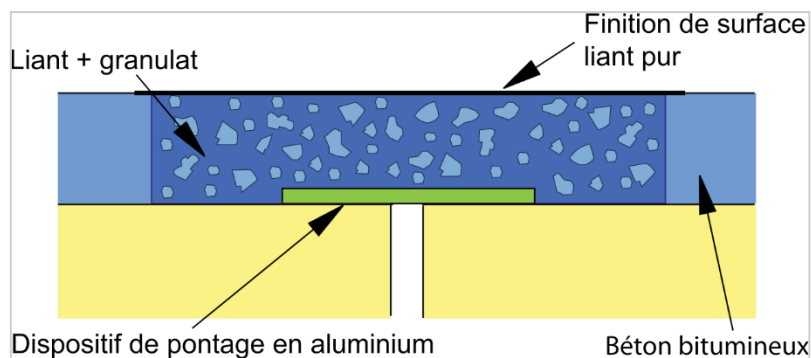


Figure I. 4 Joint non apparent à revêtement amélioré

I.4.3. Joint à hiatus :

Le hiatus étant le vide séparant les deux structures

Les joints à hiatus, antérieurement dénommés joints à lèvres, comprennent en général un matériau qui comble le vide entre les lèvres. Celles-ci peuvent être en acier (profilé, fonte...), en alliage d'aluminium, en élastomère, en béton de ciment, en mortier de polymère thermodurcissable (résine époxy par exemple).

Le remplissage du vide est assuré par un profilé en élastomère en caisson. Celui-ci n'a qu'un rôle d'étanchéité mais non de support de la roue, sinon ce serait un joint à bande.

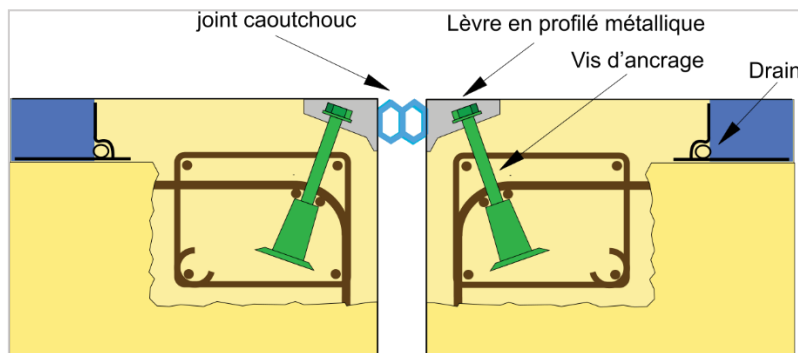


Figure I. 5 Joint à hiatus

I.4.4 . Joint à peigne en console :

Le joint cantilever, ou joint en porte-à-faux ou joint en console, est constitué de deux parties métalliques symétriques en forme de peigne, complétées par une plaque de caoutchouc extrudé sous-jacente permettant d'assurer l'étanchéité.

Les dents du peigne peuvent avoir plusieurs formes : triangulaires, trapézoïdales ou arrondies. La présence de dentures triangulaires permet l'emploi de ce joint sur des ouvrages d'un biais allant jusqu'à 20 gr.

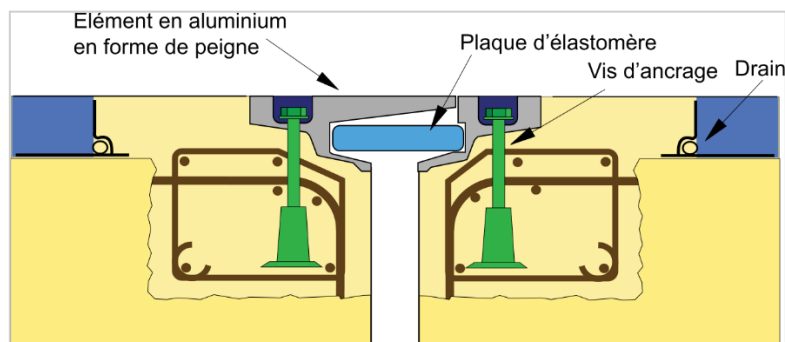


Figure I. 6 Joint cantilever

I.4.5. Joint à pont appuyé :

Les joints à pont appuyé comportent un élément ancré sur un côté de la structure, souvent en forme de peigne, mais pas obligatoire, s'appuyant sur un élément ancré dans l'autre partie de la structure. Le pont peut ainsi être une tôle en acier enrobée d'une couche de caoutchouc, par adhérisation.

Ce modèle de joint n'est pas étanche. Aussi, il doit être complété par un dispositif de recueil des eaux. Celui-ci peut être constitué par une bavette en caoutchouc pincée sous le joint et formant une gouttière dans le vide entre les maçonneries.

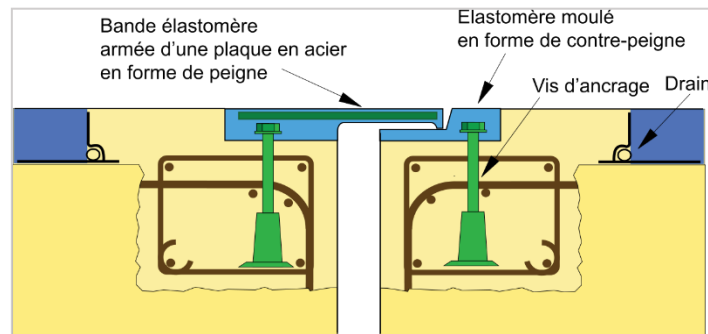


Figure I. 7 Joint à pont appuyé

I.4.6. Joint à pont en bande :

Le joint utilise ici les propriétés élastiques d'une bande en élastomère (dénommée plaque pont) pour permettre les mouvements prévus de la structure.

La bande élastomère peut aussi être enrobée par un ensemble de nervures en fonte, rigidifiant un peu le pont.

La liaison à la structure est faite par des vis prenant appui dans les nervures des éléments de joints encadrant la plaque pont.

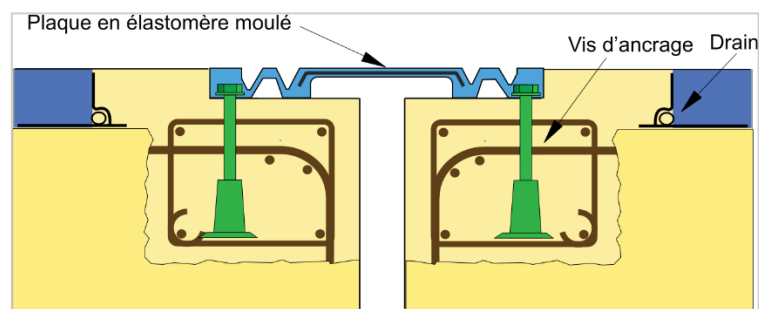


Figure I. 8 Joint à pont en bande

I.5. COMPARAISON DES DIFFERENTS TYPES :

Une comparaison entre les différents types de joints de chaussées est nécessaire pour optimiser le choix économiquement et techniquement.

Tableau I. 1 Comparaison des différents types

Famille de joints	Confort à l'usager	Robustesse	Étanchéité	Capacité de souffle
Sous revêtement normal	Excellent	Valable sous faible trafic lourd	Dépend du principe du joint	- Très mauvaise
Sous revêtement amélioré	Excellent	Résistance à la fatigue Satisfaisante - Valable sous trafic lourd	Satisfaisante	- Très faible
A hiatus, avec remplissage	Moyen, selon la distance entre lèvres - Le ressaut du véhicule peut être une source de nuisances	Dépend de la technique du modèle mais les chocs des roues obligent à un ancrage de qualité et à renforcer la structure	En principe satisfaisante	- Tolérance par rapport au souffle nominal faible
En porte à faux	En général excellent car ces joints ont presque toujours un peigne	- Bonne tenue sous trafic lourds	Étanche ou nécessite l'ajout d'un dispositif de recueil des eaux	- Très bonne
A pont souple appuyé	En général très bon surtout avec un peigne, ce qui est très fréquent	Le pont subit de nombreuses sollicitations qui entraînent une fatigue. Comportement moyen sous trafic lourds	Nécessite l'ajout d'un dispositif de recueil Des eaux	- Très bonne
A pont souple en bande	Variable selon la conception de la bande subissant les mouvements du souffle - Bruit parfois signalé comme importants	- Usure prématurée de la bande	En principe satisfaisante	- Tolérance par rapport au souffle nominal faible

I.6. POSE DES JOINTS MECANIQUES :

La pose de joint intervient généralement après la réalisation de la couche de roulement ce qui permet un réglage précis du joint par rapport au revêtement adjacent et confère ainsi un confort optimum.

Quel que soit le type de joints, trois étapes de réalisation sont recommandées :

- Préparation de la réservation ; cette phase consiste à aménager aux extrémités del'ouvrage des réservations qui reçoivent les joints de chaussées.
- Mise en place des éléments de joints ; une fois que la réservation a été préparée les éléments de joint sont positionnés.
- Contrôle des travaux de pose.



Figure I. 9 Réservation du joint de chaussée

I.6.1. Différents types de pose :

Compte tenu du nombre de joints, faisant appel à des techniques souvent différentes, il est difficile de décrire de façon exhaustive, les différents cas de figure peuvent être rencontrés sur chantier.

La pose du joint peut se faire au moins suivant quatre dispositions dont les principes sont les suivants :

- Pose des ancrages dans une feuillure réservée lors du bétonnage, cas le plus courant.
- Joints posés en ossature gabarit, par scellement des ancrages dans des trous forés dans le béton.
- Joints liaisonnés à la structure par scellement d'acier passifs.
- Joints liaisonnés à la structure par collage.

I.7. POSE EN FEUILLURE :

I.7.1. Réserveation :

Les maçonneries sont réalisées en ne coulant pas une section à chaque extrémité de la dalle et/ou de la culée (ou mur garde-grève). Des armatures en attente sont prévues pour assurer la liaison entre le béton de l'ouvrage et celui assurant l'ancrage du joint.

Pour permettre la circulation, une planche est déposée au-dessus du vide entre les maçonneries et la réserveation est remplie par un matériau facile à déposer ultérieurement.

I.7.2. Mise en place du ferrailage complémentaire et coffrage :

Le ferrailage de la feuillure est réalisé et relié aux aciers en attente de l'ouvrage conformément aux règles en vigueur. Ce ferrailage va permettre d'armer cette zone de béton très fortement sollicitée.

Le polystyrène, facile à découper et à déposer, est utilisé pour le coffrage. Toutefois pour les joints de souffle supérieur à 8 cm, la réalisation d'un sandwich de polystyrène et de contreplaqué est recommandée.

Les ancrages sont ensuite positionnés.

I.7.3. Bétonnage/coulage des joints :

Le remplissage de la réserveation peut être fait avec divers matériaux :

- Du béton prêt à l'emploi.
- Du mortier à base de liant hydraulique, du mortier à base de liant résine.
- Un enrobé amélioré à base d'un liant (bitume modifié par adjonction de polymères) et de granulats.

I.8. LES TRAVAUX DE REPARATION DE JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée doivent faire l'objet d'une surveillance spécifique pour garantir le confort et la sécurité des usagers, donc des visites périodiques annuelles sont au minimum nécessaire pour vérifier certains points :

- Bonne tenue des ancrages.
- Bonne tenu des solins.
- Bonne étanchéité du joint.

Les désordres observés lors de visite peuvent être mineurs et ne nécessite que des réparations locales ou au contrainte entrainer une réfection globale de la ligne de joint.

Dans tous les cas il est primordial de rechercher l'origine des désordres observés ; en l'absence de données sur la nature du joint et sur les résultats des éventuels contrôles réalisés à la pose, il peut être difficile de statuer sur les causes exactes des désordres.

Il est cependant impératif de vérifie que les désordres ne sont pas dus à un problème de structure ou de fondation; en cas de doute, des investigations ou une surveillance sont nécessaire

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES JOINTS DE CHAUSSEES

et on ne pourra en aucun cas étudier le remplacement de tout ou partie d'un joint de chaussées sans avoir levé ce doute.

Le tableau ci-dessous représente les principes de réparation envisageable en fonction e la nature des désordres observés.

Tableau I. 2 Action et réparation à entreprendre en fonction de la nature des désordres.

Nature du désordre	Observations réalisées sur lejoint	Actions à entreprendre
Dégradations des joints à revêtement amélioré	Fissuration transversale, orniérage, fluage, bourrelets	Pontage de la fissure,réfection locale du revêtement ou remplacement du joint.
	Défaut d'étanchéité	Mise en place d'un dispositif de drainage oupose d'un joint étanche.
Dégradation du solin enasphalte	Gonfles, cloques, fluage	Reprise par unasphalteur
Dégradation du solin en béton	Épaufrures, fissures longitudinales ou transversales	Ragréage à l'aide d'unmortier. Pontage des fissures dumatériau d'ouverture supérieure à 0,3mm.
Décalage relatif en élévation entre les élémentsconstitutifs du joint	Défaut de pose.	Recaler le joint (démontage du solin).
	Détérioration du joint lui-même.	Réparation du joint etrecalage.
Contact des éléments en vis-à-vis	Défaut de pose.	Recaler le joint (démontage du solin).
	Souffle insuffisant.	Changer le joint.
Dégradations ponctuelles des éléments constitutifs du joint	Désordre sur les ancrages.	Remplacement del'ancrage.
	Désordres sur les éléments métalliques (traces de heurts, usure, rupture, etc.).	Remplacement de l'élément en cause.
Défaut d'étanchéité du joint	Déficienc du système d'évacuation des eaux	Entretien ou remplacement du système.
	Déficienc d'étanchéitéentre éléments.	Traitement des joints entre éléments.
	Déficienc du profilé d'étanchéité	Remise en place ou remplacement du profilé.
	Mauvaise liaison l'étanchéité générale de l'ouvrage.	Réfection complète du solin.

I.9. CAS DU REMPLACEMENT D'UN JOINT DE CHAUSSEE :

Dans le cas d'un ouvrage existant pour lequel le remplacement du joint de chaussée est envisagé, il convient de déterminer le soufflé du joint à remplacer en ôtant toutes les déformations irréversibles déjà effectuées, c'est à dire une part du retrait et une part du fluage (ces parts sont importantes pour un ouvrage âgé de plus de 10 ans).

Pour les ouvrages en béton armé, la part du retrait dans le soufflé total n'est généralement pas assez importante pour réduire de façon significative le soufflé du joint de chaussée d'un ouvrage de plus de 10 ans et ne permet donc pas de changer de gamme de joint : le joint remplacé sera la plupart du temps identique (de même famille) que le joint initial.

Pour les ouvrages en béton précontraint, le cumul du retrait et surtout du fluage déjà effectués peut constituer une part non négligeable du soufflé total et il est alors intéressant de recalculer le soufflé du joint de chaussée d'un ouvrage de plus de 10 ans, la réduction par rapport au soufflé initial peut alors permettre de changer de gamme de où le joint initial cantilever est remplacé par un joint à lèvres.

I.10. CONCLUSION :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

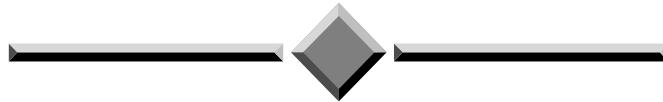
Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le soufflé de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

BIBLIOGRAPHIE :

- Guide technique (1987), Joints de chaussée des ponts routes – Eléments de choix. Méthodes de pose. Entretien et réparation., Setra, France.
- Joints de chaussée des pont-route, détermination du soufflé aux Eurocodes, Setra (2013), France.
- Le contrôle des travaux de joints de chaussée et de trottoirs sur ouvrages neufs et en réparation– Guide technique, Paris, LCPC, juin 2006.
- Equipement d'ouvrage, entretien et réparation des équipement d'ouvrages, guide STRRES, FAEQ Joint de OS STchaussée, RECRRES N°1

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET



II.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leurs utilité et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre au problème lié à la nature du site c'est à dire franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, cette utilité se traduit sur terrain par l'usage courant et prépondérant de ce type d'ouvrage particulièrement en ALGERIE.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service aux usages de la route. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du Projet

Notre viaduc à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF (Bouira) sur 100km. Se situe est implanté dans un lot de la vallée de la Soummam qui se situe à côté du chemin de wilaya CW 21.

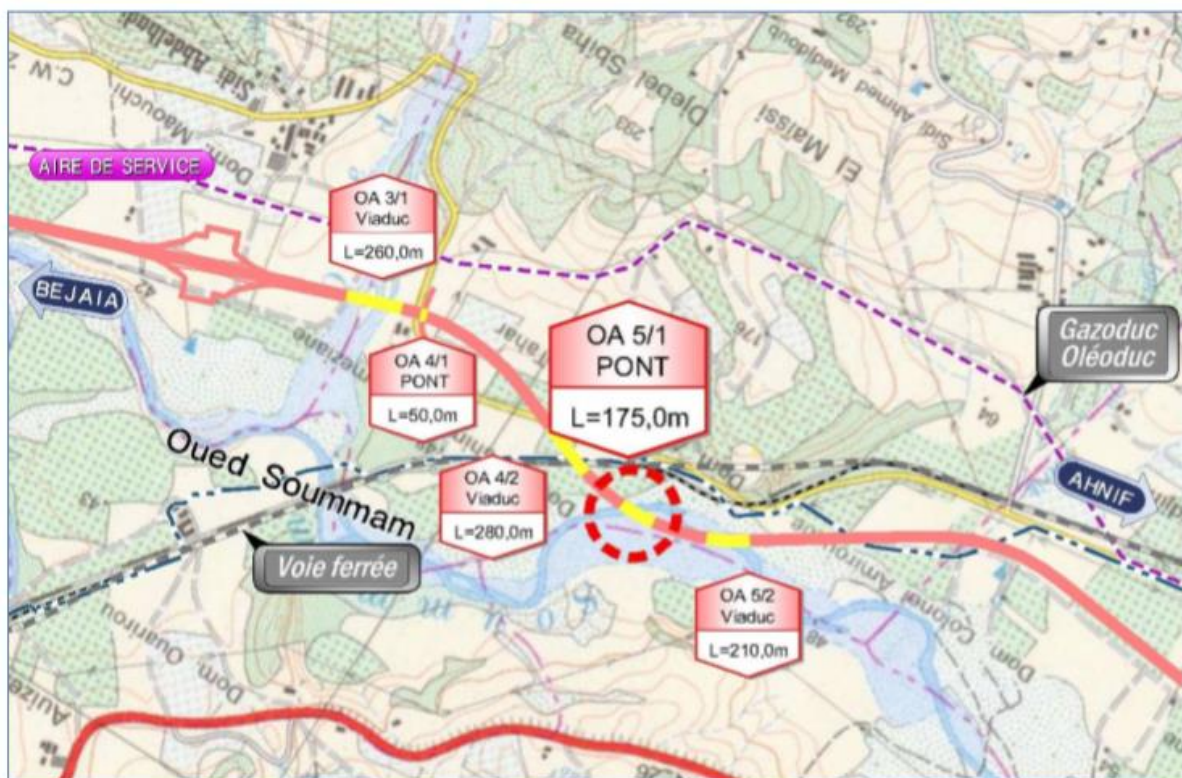


Figure II. 1 : Site de l'ouvrage via Google Earth

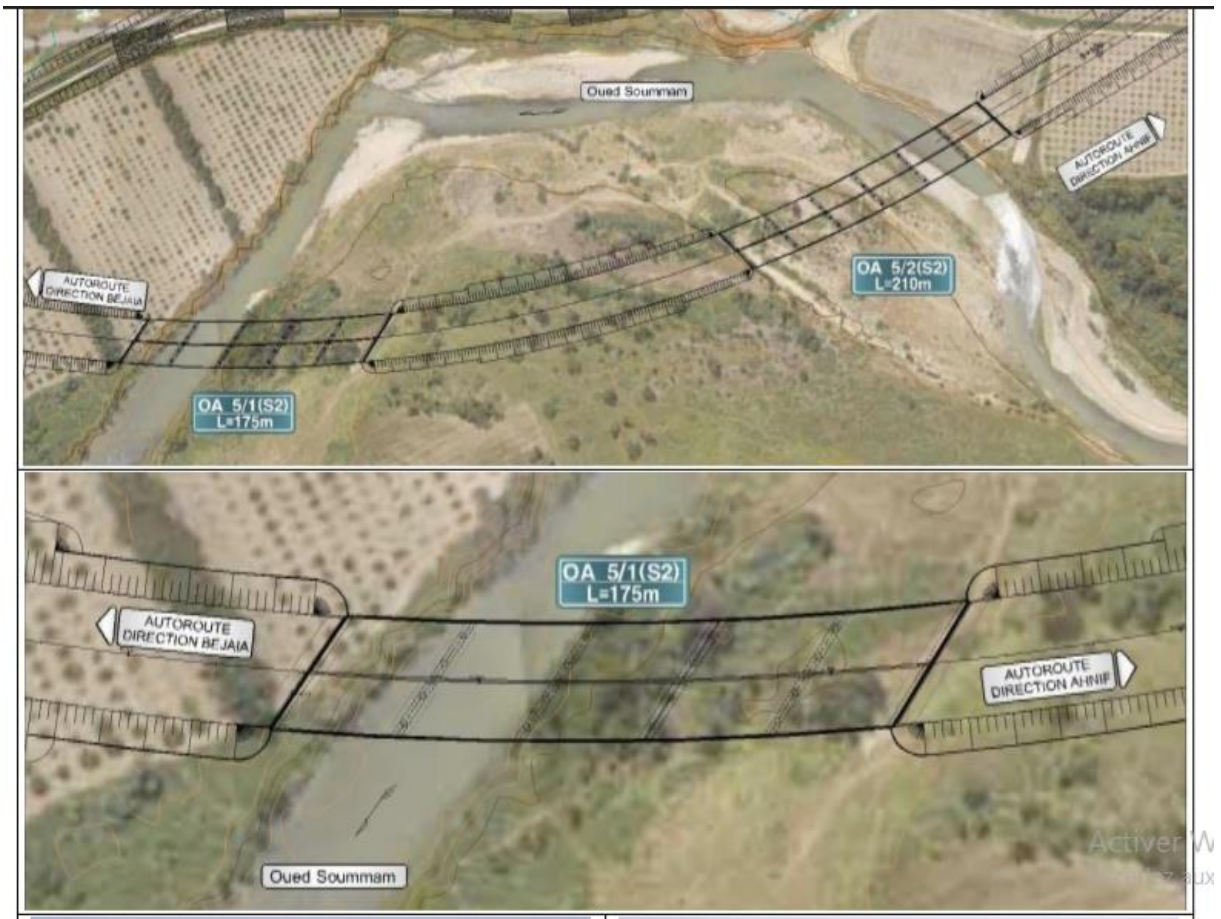


Figure II. 2 : Image satellitaire

II.2.1. Données relative à l'ouvrage

La conception d'un pont est conditionnée par deux types de données et de contraintes :

- Contraintes ou **données naturelles** qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. (Données géotechnique, topographique, géologique, sismique...).
- Contraintes ou **données fonctionnelles** fixées par le maître d'ouvrage. (Trace en plan, profil en long.....).

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

II.2.2. Données fonctionnelles

L'ouvrage à projeté et défini par son tracé en plan, son profil en long et son profil en travers. Ces données peuvent être complétées par des exigences particulières relatives au site franchit telles que par exemple : le gabarit en dessous du pont, les éventuelles zones interdites pour les piles ou encore des exigences relatives aux données architecturales désirées.

II.2.2.1. Trace en plan

Le tracé en plan est la projection de l'axe de la route sur un plan horizontal (plan topographique). En plan, l'ouvrage est un pont courbe dont il est inscrit dans la moitié d'une courbure de rayon $R = 1100\text{m}$ et longueur 175 m , ce qui nous amène à faire une adaptation au biais.

- Adaptation au biais : Le biais géométrique ou plus simplement biais de l'ouvrage correspond à l'angle habituellement exprimé en grades, formé entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et les lignes d'appui. La solution optée consiste à réaliser un ouvrage biais ce qui permet d'éviter le recul des culées, par conséquent la diminution de la longueur totale de l'ouvrage.

L'ouvrage réalisé est alors mécaniquement biais, avec un angle de biais varie d'un appui à l'autre.

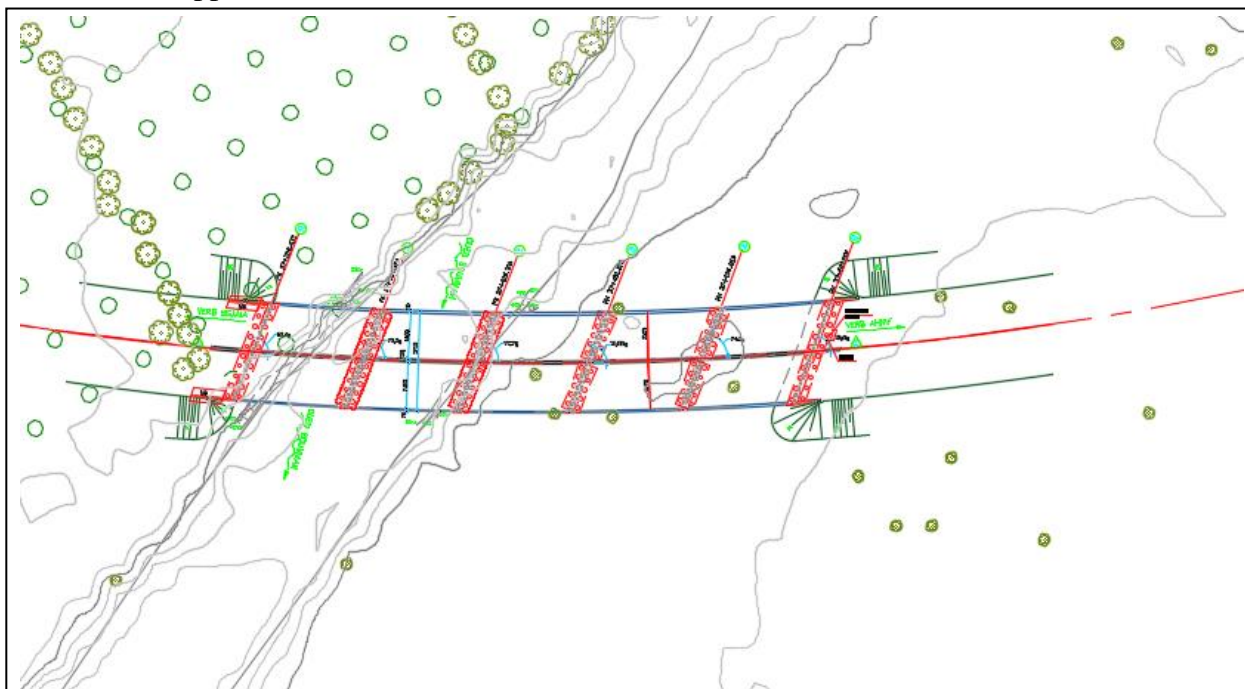


Figure II.3: Tracé en plan

II.2.2.2. Profil en long

Le profil en long définit le tracé du pont en élévation. Longitudinalement le tracé de la voie routière (sens Béjaia-Ahnif) présente un alignement droit de rampe $p=0.671\%$, avec une hauteur variable de 6 à 11 m entre la ligne rouge de la voie poilée et le terrain naturel.

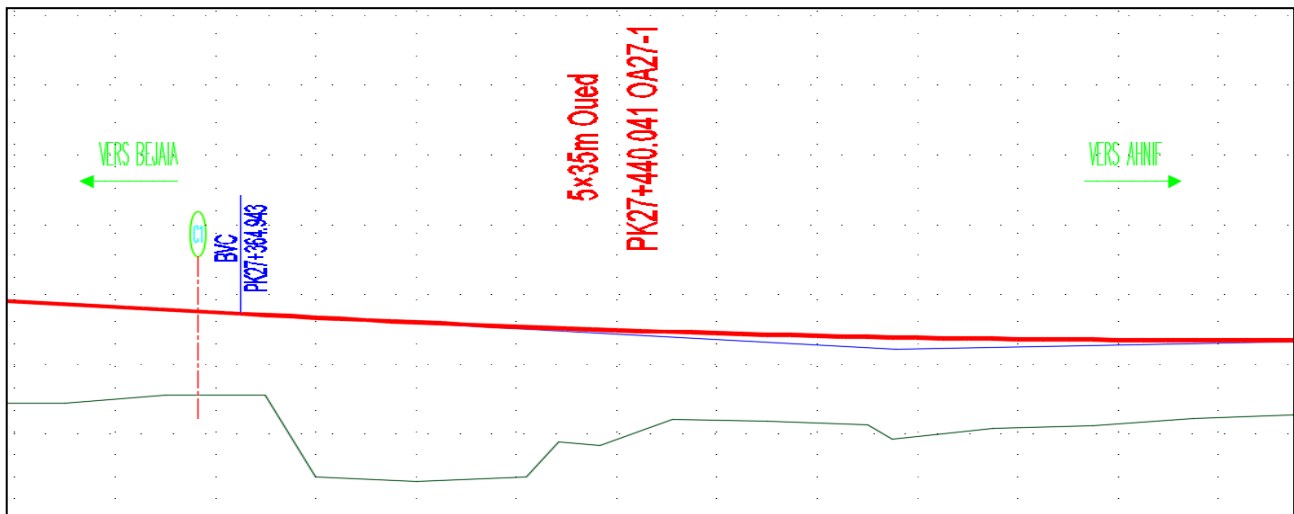


Figure II. 4 : profil en long

II.2.2.3. 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.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Une largeur roulable de 14.50 m (trois voies de circulation de 3.5m et une bande d'arrêt d'urgence de 2.7m de largeur).
- Deux bordures d'une largeur totale 1.3m.
- Un dévers unique $d = 2.5\%$.

II.2.2.3.Gabarit :

Le pont franchit un oued non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles (Hydrologie).

II.2.3. Données naturelles

Sont les données relatives au site, elles comprennent principalement la géologie et les données géotechniques, l'hydrologie en cas de franchissement de cours d'eau importants et les actions concernant le climat et la sismicité du lieu.

II.2.3.1. Données géotechniques

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type des fondations de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées

pour les appuis, et de choisir un bon emplacement des pile dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Le site retenu pour l'implantation de cet ouvrage est situé à la vallée de la Soummam (piles implantées dans l'oued de la Soummam). La campagne de reconnaissance géotechnique menée par LTP EST et GEOMAG Laboratoire, à comporter l'exécution des essais suivants :

✓ Essais In-Situ :

Le programme d'investigation géotechnique des essais In situ est arrêté par le client (SAPTA) et s'articule en :

- Deux (02) essais préssiométriques de 35 m de profondeur (voir les fiches synoptiques en annexe)
- Quatre (04) sondages carottés de 35 m de profondeur réalisés par le **LTPE**

Les terrains rencontrés à des sondages carottés réalisés (SC01, SC02, SC03 et SC04) sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 : Formation géologique

Sondage carotté	Profondeur (m)	Description lithologique
SC 01	00.00-00.50	Terre végétale
	00.50-13.00	Alluvions fines formées de limon d'argile et du sable
	13.00-35.00	Alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable
SC 02	00.00-00.50	Terre végétale
	00.50-06.00	Alluvions fines formées de limon d'argile et du sable
	06.00-35.00	Alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable
SC 03	00.00-00.50	Terre végétale
	00.50-06.00	Alluvions fines formées de limon d'argile et du sable
	06.00-35.00	Alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable
SC 04	00.00-35.00	Alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable

Ce tableau illustre bien la présence de deux formations géologiques distinctes à savoir :

- Alluvions fines formées de limons, d'argile et du sable avec une épaisseur variant de 0 à 13 m Surmontant une formation d'alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable recoupées jusqu'à 35 m de profondeur.
- Cinq (05) essais préssiométriques dont quatre de 25 m de profondeur et un de 20m réalisés par GEOMAG Laboratoire (les résultats des essais préssiométriques données dans l'annexe A).

À partir des essais préssiométriques le laboratoire GEOMAG Laboratoire a arrivé de donner un avis sur le type de fondation à projeter dans cet ouvrage en passant par la :

- Détermination de la portance du sol et l'évaluation des tassements pour les deux types de fondations (superficielles et profondes).
- Evaluation des frottements négatifs (cas fondations profondes).

✓ **Essais en laboratoire :**

Vu de la nature alluvionnaire du sol recoupé par les sondages carottés, seules les analyses chimiques sommaires ont été programmées et réalisées par GEOMAG Laboratoire dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Résultats d'analyses chimiques sur sol

SONDAGES		SC1			SC2		
Profondeur (m)		~5	~15	~25	~5	~15	~25
Analyses chimiques	% Insolubles	71.07	60.09	66.12	58.36	61.32	62.53
	% CaCO ₃	19	32	29	44	31	30
	% Gypse	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	% SO ₄ ⁼	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SONDAGES		SC3			SC4		
Profondeur (m)		~5	~10	~20	~5	~15	~20
Analyses chimiques	% Insolubles	64.62	65.44	62.06	53.22	81.61	67.13
	% CaCO ₃	31	31	36	46	14	30
	% Gypse	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	% SO ₄ ⁼	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

A partir des résultats prescrits dans le tableau ci-dessus, on constate que le sol est non agressif vis-à-vis du béton des fondations de l'ouvrage projeté, vu que la teneur en sulfate est nulle.

Conclusions :

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage à construire et des résultats de la campagne d'investigation et d'essai et les recommandations mentionnées dans le rapport géotechnique, donne notre pfe on opte de fonder l'ouvrage sur pieux isolés de 15 m de profondeur et de 1.2 m de diamètre.

II.2.3.3. Données hydrologique :

Lorsqu'un pont doit franchir un cours d'eau important, il est nécessaire de connaître les différents niveaux d'eau ainsi que les périodes de crues et d'étiage qui peuvent conditionner la conception du tablier (type et hauteur du tablier) et de piles. Dans notre cas pas de donnée relative.

II.2.3.4. Données sismologiques :

La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe de pont, selon le règlement parasismique algérien en vigueur (RPOA 2008) :

- ✓ Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia qui est classé dans la zone IIa (zone de moyenne sismicité).
- ✓ L'ouvrage projeté est classé dans le groupe 1 (pont stratégique).
- ✓ A : le coefficient d'accélération de la zone : 0.25 .
- ✓ Le site considéré : S2 (site ferme).
- ✓

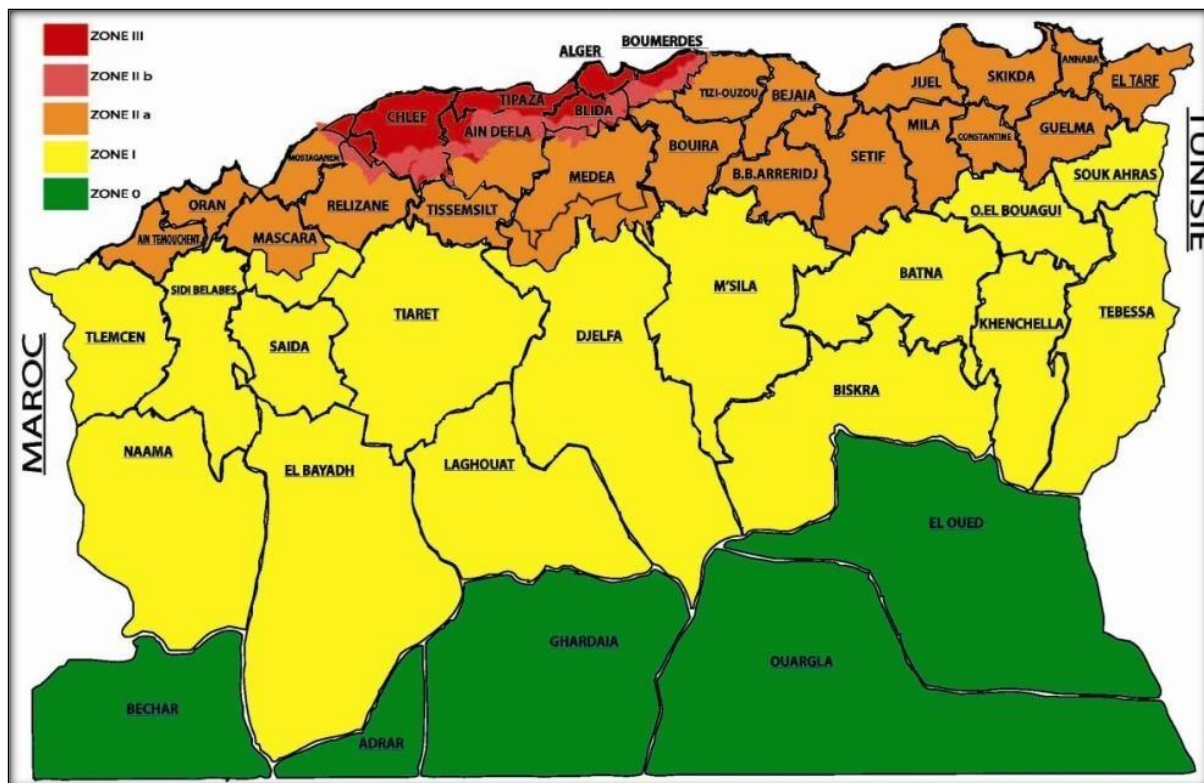


Figure II.5: Carte de zonage sismique en Algérie (RPOA-2008)

II.2.3.5. Données climatiques :

➤ Température :

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

Et pour les valeurs des actions thermiques qu'on doit prendre en considération lors du calcul, on doit suivre le règlement algérien en vigueur D. T.R (RCPR 2008) qui donne les valeurs de variations uniformes pour les régions du nord de l'Algérie, comme c'est le cas pour notre site :

+35 °C et -15 °C.

➤ Neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelque cas particulier (ouvrage en phase de construction)

➤ Vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut (selon RCPR 2008) :

➤ 2 KN/m² pour les ouvrages en service.

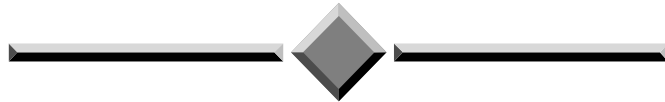
➤ 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

II.3. CONCLUSION

Après avoir rassemblé toutes les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivante de conception, ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du site.

CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE



III. CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction. Lors du choix du type de pont, voici quelques critères importants à prendre en compte :

- Portée requise et conditions du site.
- Capacité de charge et exigences de trafic.
- Contraintes environnementales et réglementaires.
- Esthétique et intégration dans le paysage.
- Coût de construction et d'entretien.

III.1.1 DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES

Afin de limiter notre choix, on doit passer par une brève présentation de gamme des portées des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

Gamme de portée

Tableau III.1 – Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
PSIDP	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à 110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

Longueur de l'ouvrage

La longueur dépendue par les contraintes imposées par le site d'implantation de l'ouvrage ainsi que la conception de remblai d'accès et les appuis d'extrémités (la hauteur normale de remblai varié entre 6 à 8 m selon le document SETRA). En respectant les recommandations de conception des culées et en tient compte le double point de vue économique et esthétique, on fixe la position des extrémités du pont au point d'intersection terrain naturel avec une hauteur de remblai d'environ de 6 m, ceci qui nous amène de trouver une longueur totale de l'ouvrage égale à 175 m.

Choix des variantes

D'après l'analyse de données acquises sur le site en terme : obstacles à franchir, gabarit à respecter, la longueur de brèche, et afin d'éviter d'implanter un nombre énorme des piles, il est recommandé d'éliminer les portées inférieures à 30 m.

Les contraintes budgétaires et la situation géographique de site de l'ouvrage ne nous permettent pas de converger vers un pont exceptionnel tel que : pont hauban ou suspendu.

Alors, il reste de limiter notre choix sur les trois variantes suivantes :

- Pont à poutres précontraintes du type VIPP.
- Pont caisson a hauteur variable.
- Pont mixte bipoutre continu avec une section constante.

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP permettant d'appliquer une force de précontrainte interne. Cette méthode améliore la résistance et la durabilité du pont, tout en réduisant les déformations et les contraintes induites par les charges. En examinant les principes de base, les techniques de précontrainte utilisées et les applications pratiques de ce type de structure.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION

Il existe deux types, pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) et pont à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD). Dans notre cas ont choisi les poutres VIPP vu que c'est la solution la plus fréquente car il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Les poutres sont les plus souvent parallèles et équidistantes, elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et un talon ; reliés entre ces deux derniers par l'âme de faible épaisseur ; la portée peut étendre jusqu'à 50 mètres.

Tous les calculs de cette variante son à partir des documents SETRA : guide de conception VIPP.

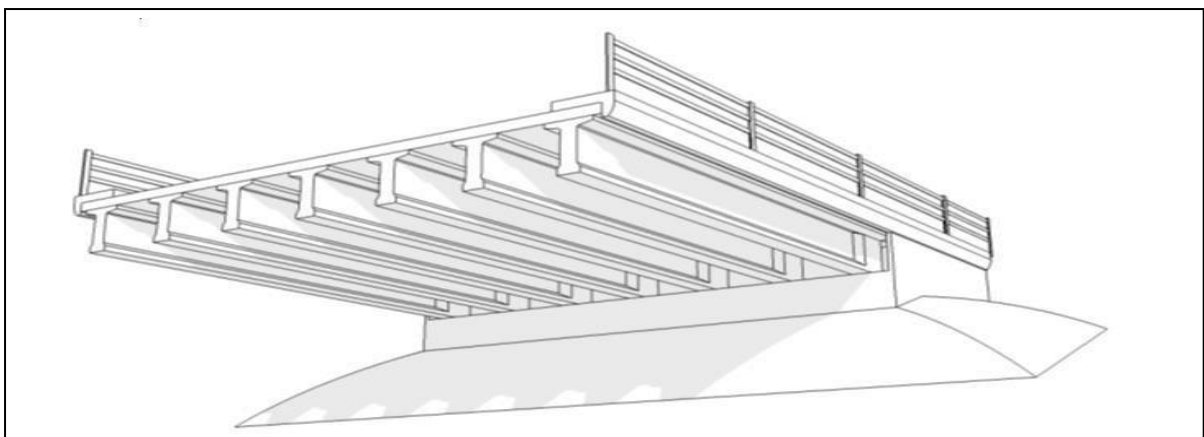


Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on essaie d'éviter le point le plus bas du sol, et d'économiser les hauteurs des piles adjacentes. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 177 m.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 25 et 50m. Donc on propose une variante de 8 travées égales de 35.64 m de longueur. D'où une poutre de 35 m de longueur et une portée $L = 34$ m.

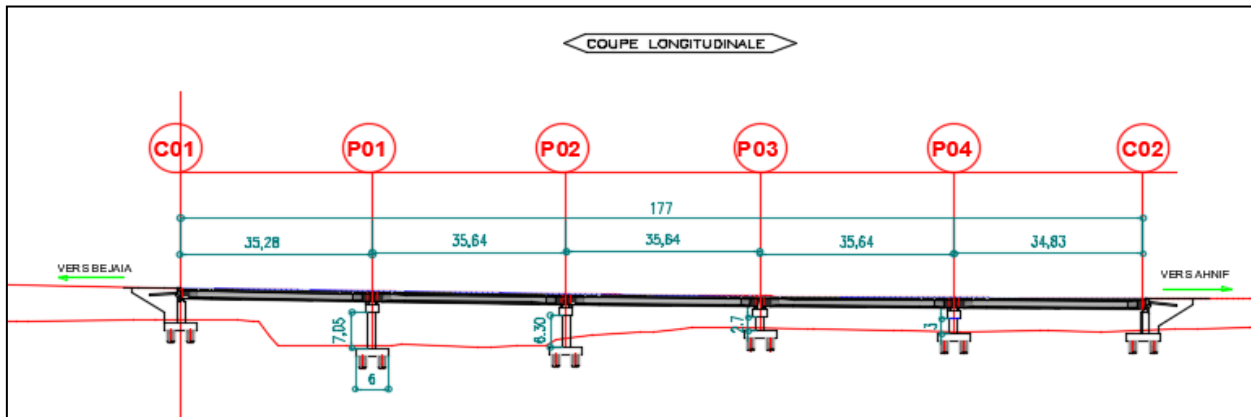


Figure III. 2 : Conception longitudinale VARIANTE 01

III.2.1.1. La conception de section transversale

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau III. 2 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	35
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.75 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.89 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.05m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 125 \text{ cm}^2$

➤ Les goussets :

Ces angles sont disposés pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

La table de compression :

$$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15 \rightarrow \alpha_1 = 1/10$$

La variation de l'épaisseur est majorée en 5 cm.

α_2 : est sensiblement égale à 45° .

La variation de l'épaisseur est majorée environ de 15 cm.

Le talon :

L'angle α_3 est égal à 45° .

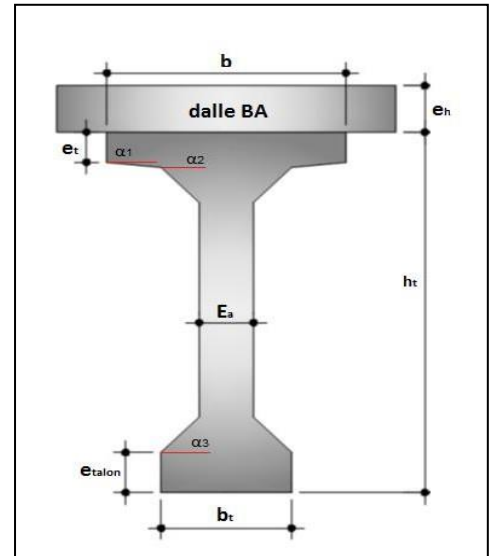


Figure III. 3 : Notation des dimensions

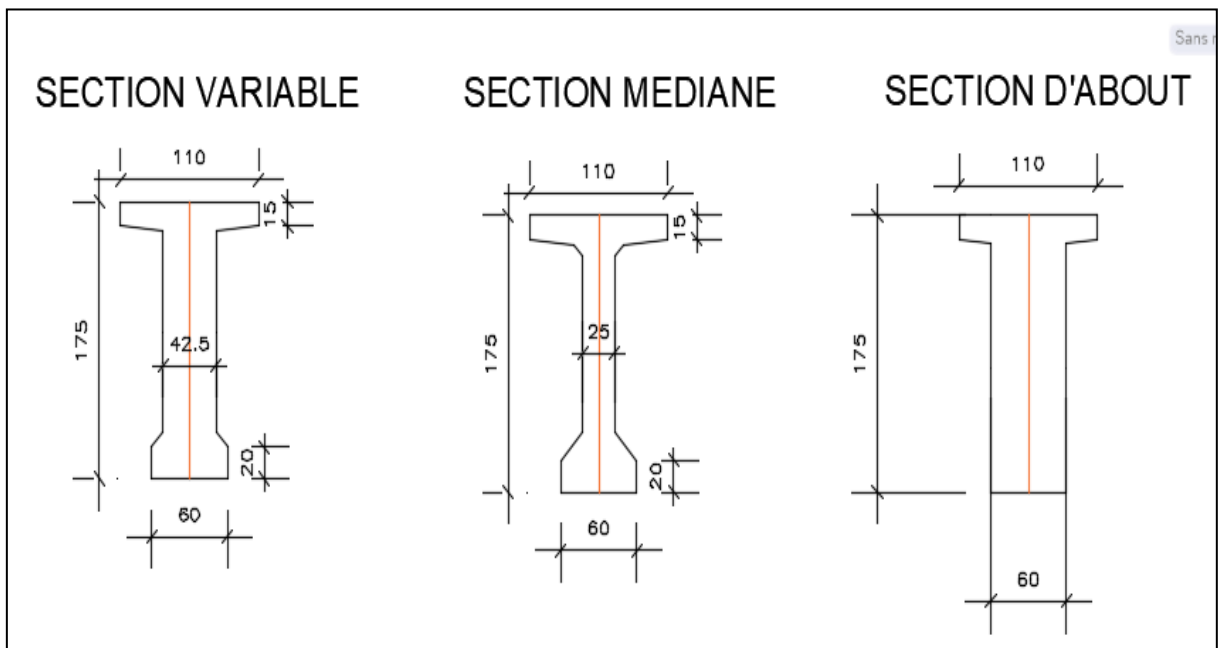


Figure III. 4 : Les sections de la poutre VARIANTE 01

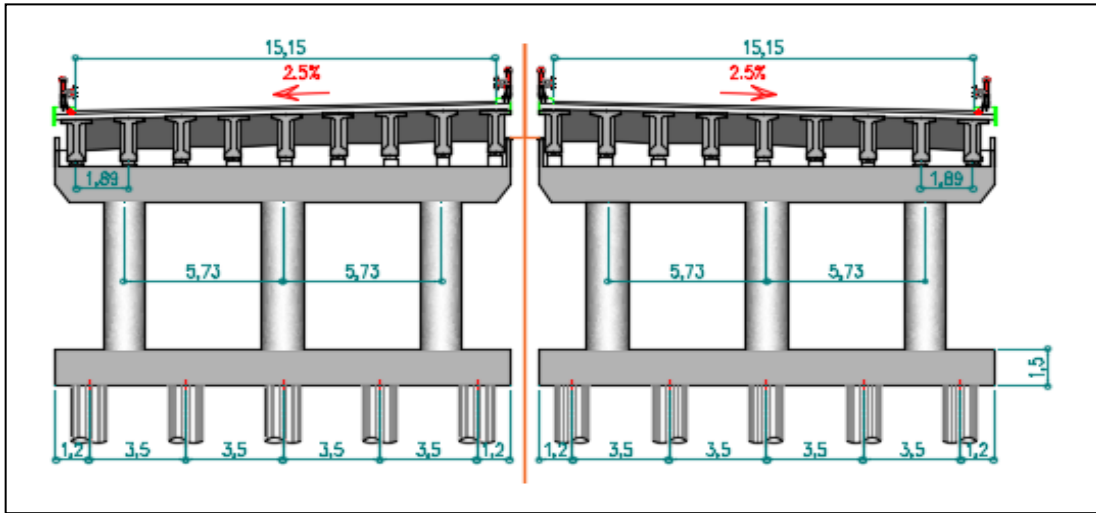


Figure III. 5 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01

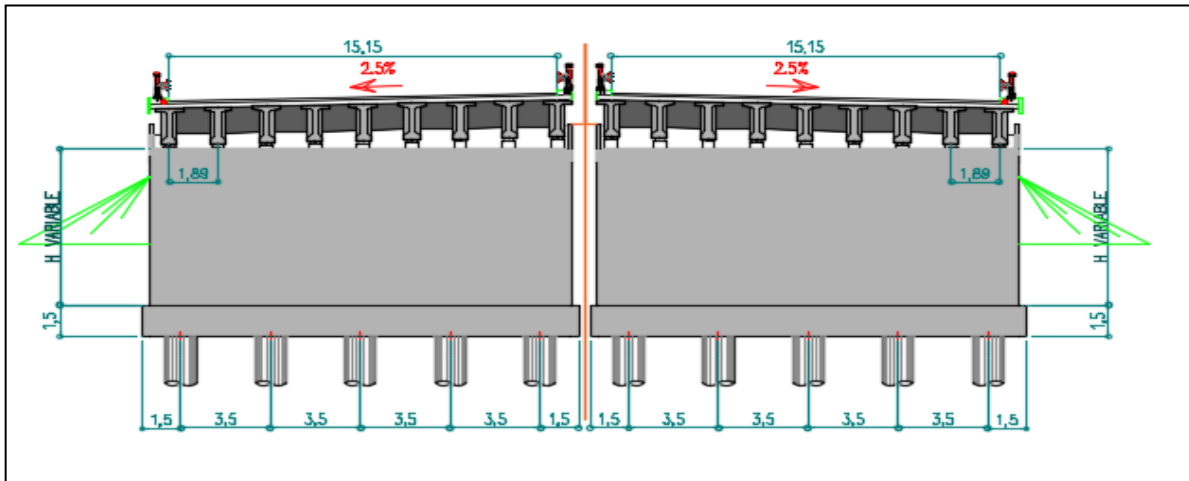


Figure III. 6 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01

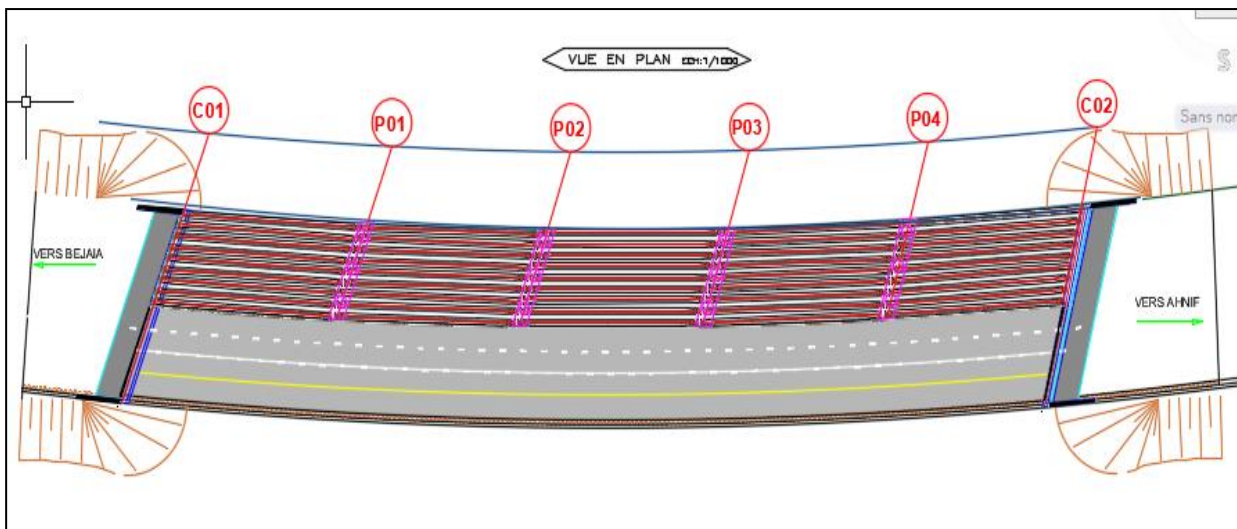


Figure III. 7 : Vue en plan VARIANTE 01

III.2.1. VARIANTE 02 : PONT CAISSON A HAUTEUR VARIABLE :

Ce type de pont, caractérisé par une structure en forme de caisson avec une hauteur uniforme, présente des défis spécifiques en termes de conception structurelle et de résistance aux charges. Cette étude se propose d'explorer les différentes considérations et méthodologies de conception, ainsi que les critères de pré dimensionnement pertinents, afin de fournir des solutions optimales pour ce type de pont.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est, en général, de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible au-delà de 65/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Dans le cas de notre conception on propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante entre PK: (27+ 356,433) PK:(27+531,007) qui donne

- Deux travées principales de 55 m.
- Deux travées de rive de 33.5 m. (60% de la travée principale).

On obtient donc une longueur totale de l'ouvrage égale à 177 m.

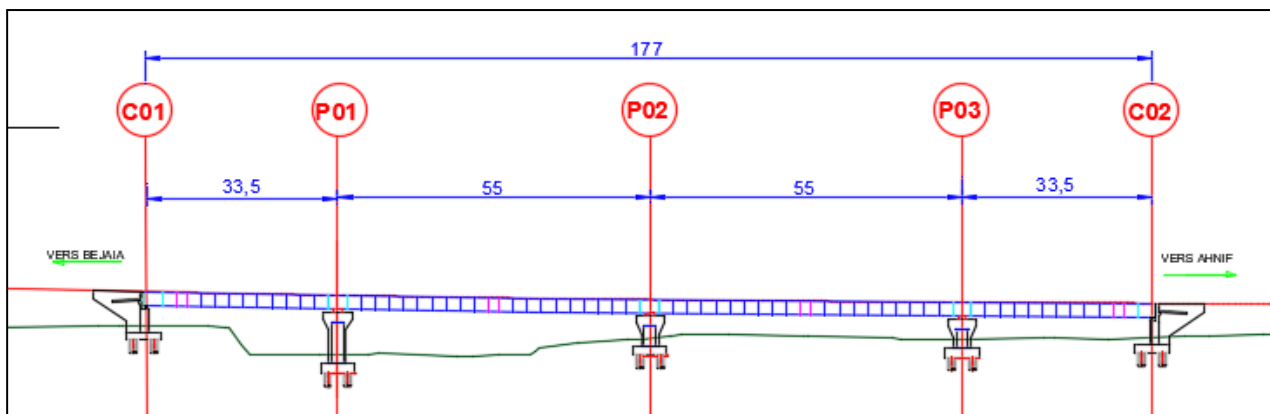


Figure III. 8: Profil en long VARIANTE 02

III.2.1.2. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage à voussoirs coulés sur place on distingue trois types de voussoir, voussoirs sur piles, voussoirs de clavages et les voussoirs courants.

Ci-dessous un tableau récapitulatif de découpage des voussoirs :

Tableau III. 3 : Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	3.2 m	3
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	1.8 m	2
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	2.5 m	62
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	1.8 et 3.2 m côté droite	2
		1.8 et 3.2 m m côté gauche	2

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERAL

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 71$.

III.2.1.1. Conception transversale

La largeur de notre tablier est égale à 15.75 m qui est bien inférieur à 20 m, donc la solution la plus économique est constituée par un caisson à deux âmes avec deux hourdis à dalle pleine qui formeront un **caisson à section fermée**.

A base de guide **SETRA 2003** (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) on a pu faire un pré-dimensionnement de la section d'après le tableau ci-dessous :

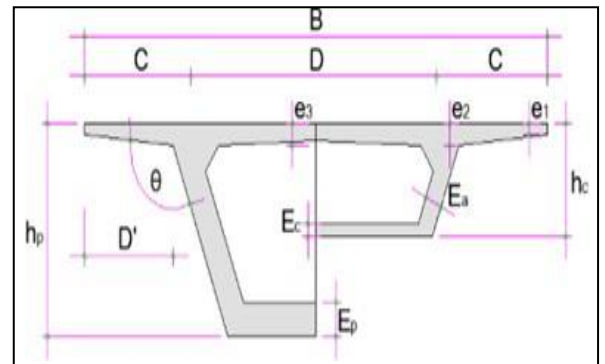


Figure III. 9 : Les dimensions de voussoir

Tableau III. 4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC

Élément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1575 cm
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	393.75 cm
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	787.5 cm
Épaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/5$	50 cm
Épaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e_1 \geq 20 \text{ à } 25 \text{ cm}$	25 cm
	e2	$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7 \text{ cm} ; D' = C - E_a/2$	47 cm
	e3	$e_3 \geq D/25 \text{ cm.}$	35 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2 \times (y_p - y_c) \cdot (x/L) + (y_p - y_c) \cdot (x/L)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$L/h_p = 14 + L/45$	490 cm
	A la clef	$L/h_c = 19 + L/7$	260 cm
Épaisseur de l'hourdis inf.	Sur pile	$E_p = 2.5 \times E_c$	65 cm
	A la clef	$E_c \geq \max(18 ; 3 \times \varnothing ; E_a/3)$	25 cm

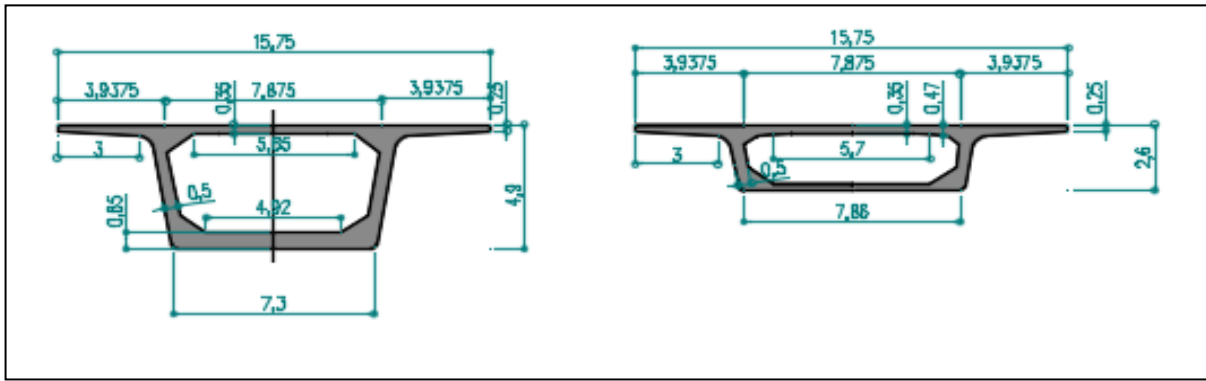


Figure III. 10 : Les dimensions des voussoir courant VARIANTE 02

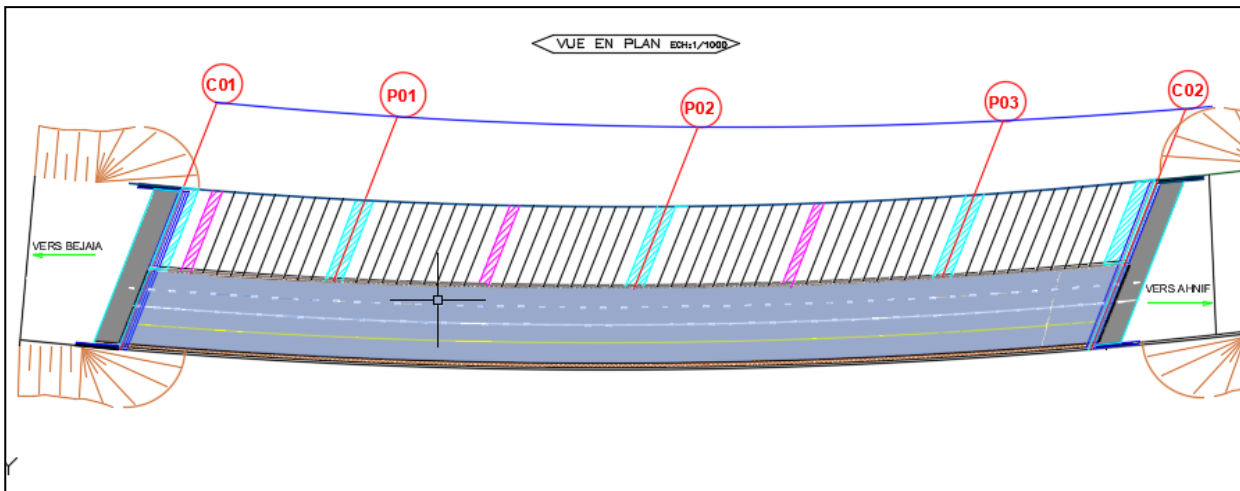


Figure III. 11 : Vue en plan VARIANTE 02

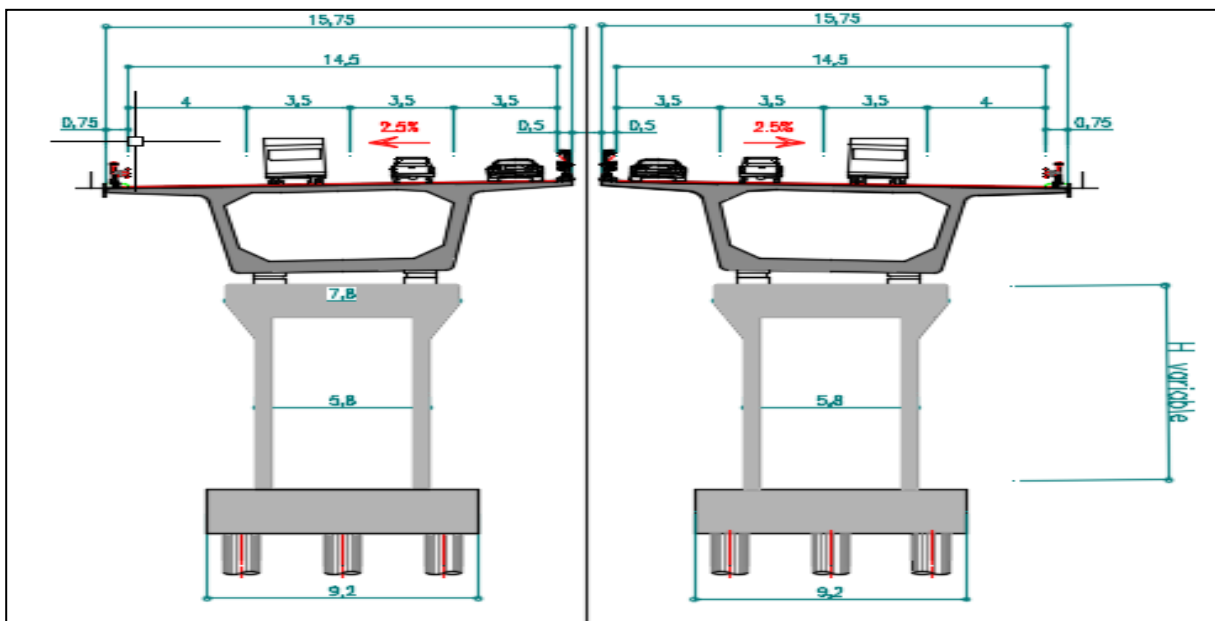


Figure III. 12 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02

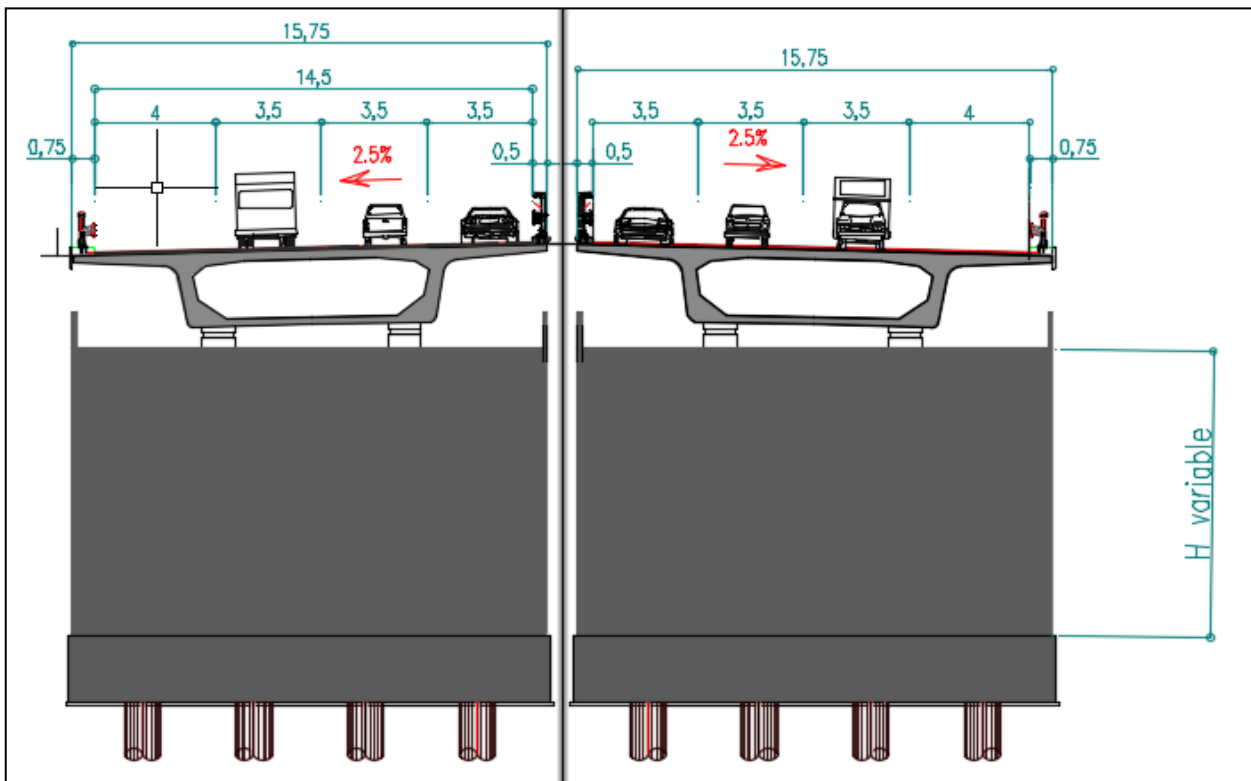


Figure III. 13 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02

III.2.2. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE :

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

Le domaine d'emploi des ponts mixtes est un domaine courant de 40 à 90 m de longueur totale et largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres.

Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long. D'où la justification du choix de **bipoutre**, qui est aussi le plus économique.

III.2.2.1. Conception longitudinale

Cette variante comporte une travée indépendante intermédiaire de longueur $L=80\text{m}$ et deux travées de rive d'une longueur $L= 48\text{m}$ ($0.6 L$) chacune, avec une largeur total de 15.75 m par sens.

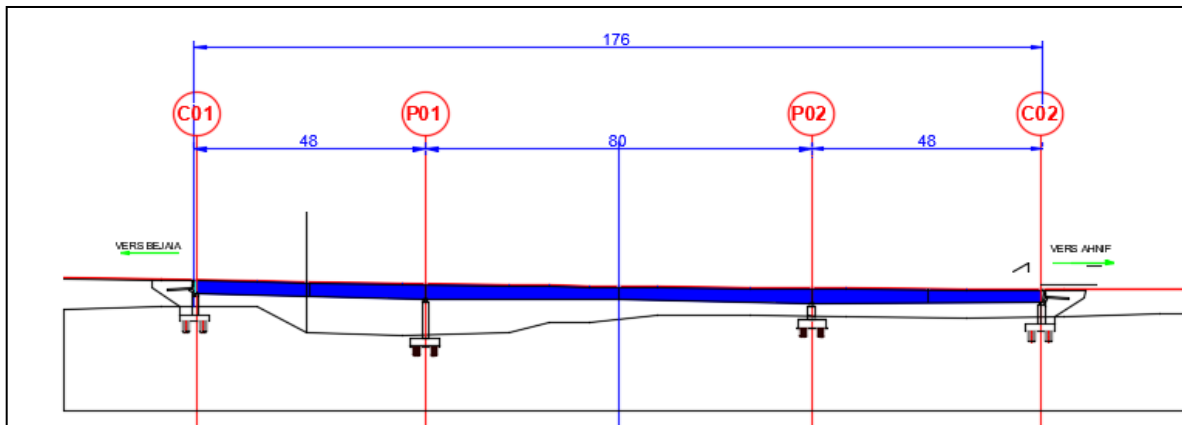


Figure III. 14 : Coupe longitudinale VARIANTE 03

III.2.2.2. Conception transversale

Pour une largeur de tablier égale à **15 mètres** supérieur à **13m**, on opte à utiliser le pré-dimensionnement des bipoutres à pièces de pont à la place du type bipoutre à entretoises.

La dalle est en dévers unique, alors on prévoit des pièces de ponts **inclinées** suivant ce dévers pour maintenir une hauteur constante.

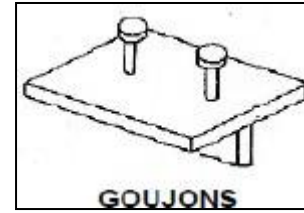
Ci-dessous un tableau récapitulatif des données afin de réaliser la coupe transversale on se basant sur le guide SETRA (Pont mixte acier-béton/2009) :

Tableau III. 5 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

Élément	Formule	Résultat
X	-	80 m
Hauteur de poutre (H)	$\text{Max} ((X/28) \times (L_t/12)^{0.333}) ; 0.4 + (X/35) .$ $\text{Max} (3.1; 2.68)$	3.1m
Entraxe des poutres	$LA = 0,55 \times L_t$ $LB = LT - 4m$	8.66m 11.75m
Largeur des semelles inf	$B_{\text{inf}} = (0.25 + (L_t / 40) + (X/125))$	1.3 m
Largeur des semelles sup	$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0,2$	1.1 m
Hauteur des pièces de pont	HP=1/11 de LA ou LB	1.1
La dalle	(En général entre 24 et 40 cm).	25 cm

La connexion entre la dalle et la charpente métallique

Afin d'assurer le blocage des déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), ainsi que le fonctionnement mixte de l'ensemble en utilise généralement des goujons à tête qui sont soudés sur la façade supérieure des poutres métalliques.



La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre $d = 22 \text{ mm}$ ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$), et la hauteur $h = 150 \text{ mm}$ ($h > 4d$), disposés en **4 files** espacés transversalement de $e_t = 300 \text{ mm}$ ($e_t > 2.5d$)

On opte pour la largeur d'encorbellement $a = 3 \text{ m}$, d'où l'entraxe des poutres $b = 8.6 \text{ m}$.

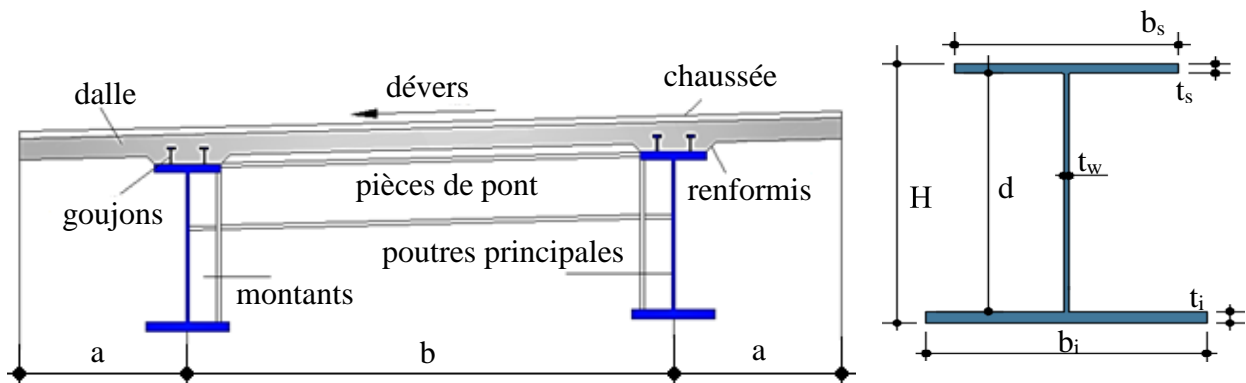


Figure III.15 : Profil en travers d'un bipoutre à Pièces de pont

➤ Pré-dimensionnement des autres sections (Les semelles et l'âme) :

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour les aciers de limite élastique supérieure. Pour les semelles inférieures, il est fortement souhaitable de limiter la variation d'épaisseur des tôles à +50% et -33%. Le nombre de changements d'épaisseur de semelles est illustré dans la figure au-dessous.

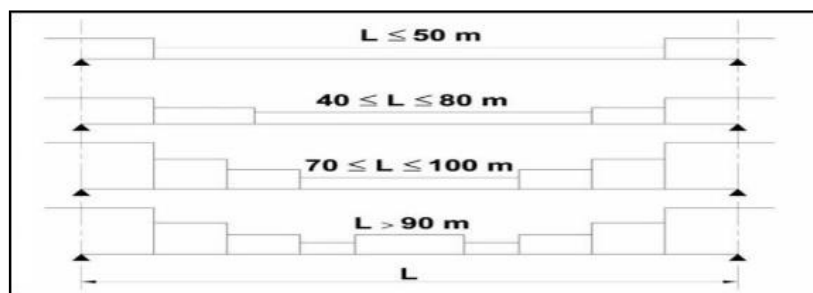


Figure III. 16 : Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERAL

Dans notre cas, la travée de notre ouvrage est égale à 80 m'elle est comprise dans l'intervalle[40m, 80m], cependant on résulte (3) changement d'épaisseur de la semelle, ce qui signifie qu'on aura trois (3) changements de section.

Ont utilisant l'acier S355 de qualité N, et d'après le tableau suivant qui représente les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes on peut déterminer l'épaisseur de chaque section.

Tableau III. 6 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.

Nuance	Épaisseur	Qualité
S355	$e \leq 30\text{mm}$	K2
S355	$30\text{mm} < e \leq 80\text{ mm}$	N ou M
S355	$80\text{ mm} < e \leq 150\text{ mm}$	NL ou ML
S460	$e \leq 50\text{ mm}$	M
S460	$50\text{ mm} < e \leq 120\text{ mm}$	ML

On conclut que les épaisseurs des différentes sections sont comprises dans l'intervalle de [30 mm ; 80 mm].

Les âmes d'un pont rectiligne sont des tôles planes. Si le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles. L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm et l'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 30 à 35 mm. Les variations d'épaisseur des âmes sont comprises en général entre 2 et 5 mm.

Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 7 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme

La section	Semelle supérieure (mm)		Semelle inférieure (mm)		Âme (mm)	
	Épaisseur t_s	Largeur b_s	Épaisseur t_i	Largeur b_i	Épaisseur t_w	Hauteur h_w
S1	40	1100	50	1300	30	3100
S2	35	1100	45	1300	25	3100
S3	30	1100	40	1300	22	3100

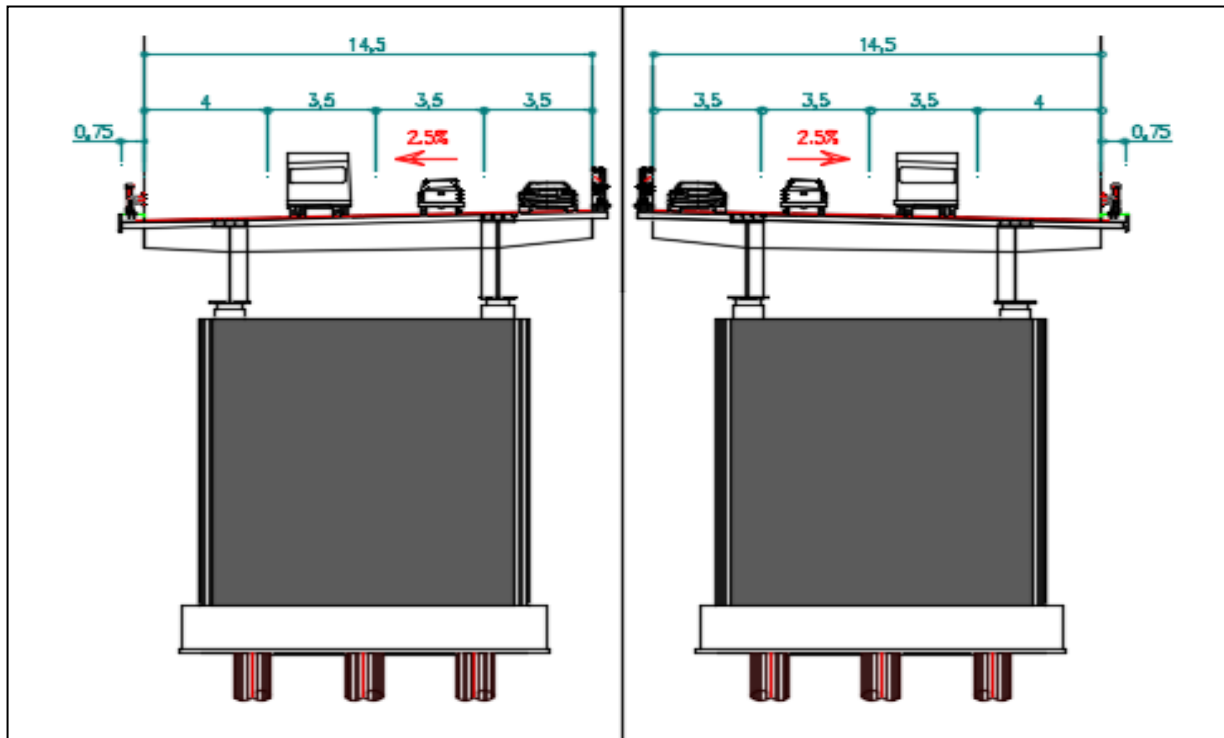


Figure III. 17 : Coupe transversale Sur pile VARIANTE 03

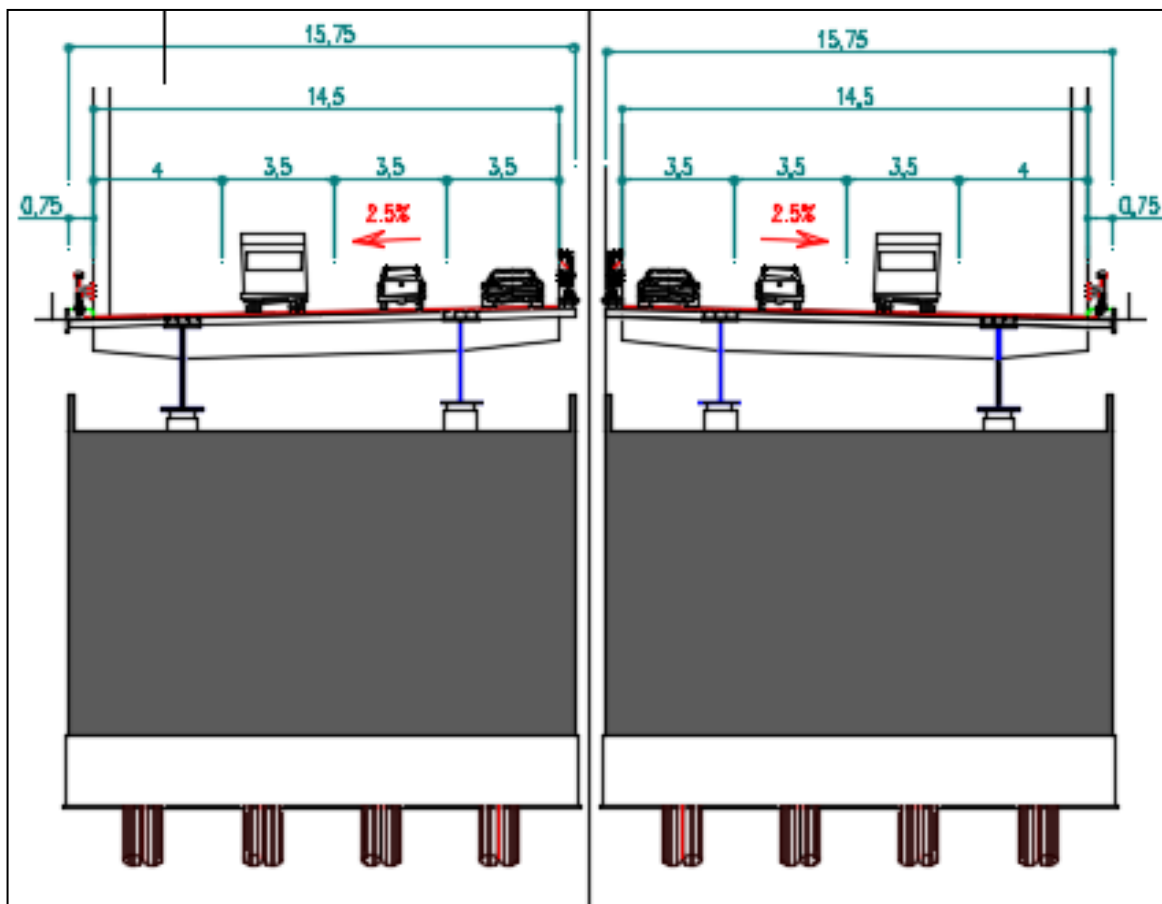


Figure III. 18 : Coupe transversale Sur CULEE VARIANTE 03

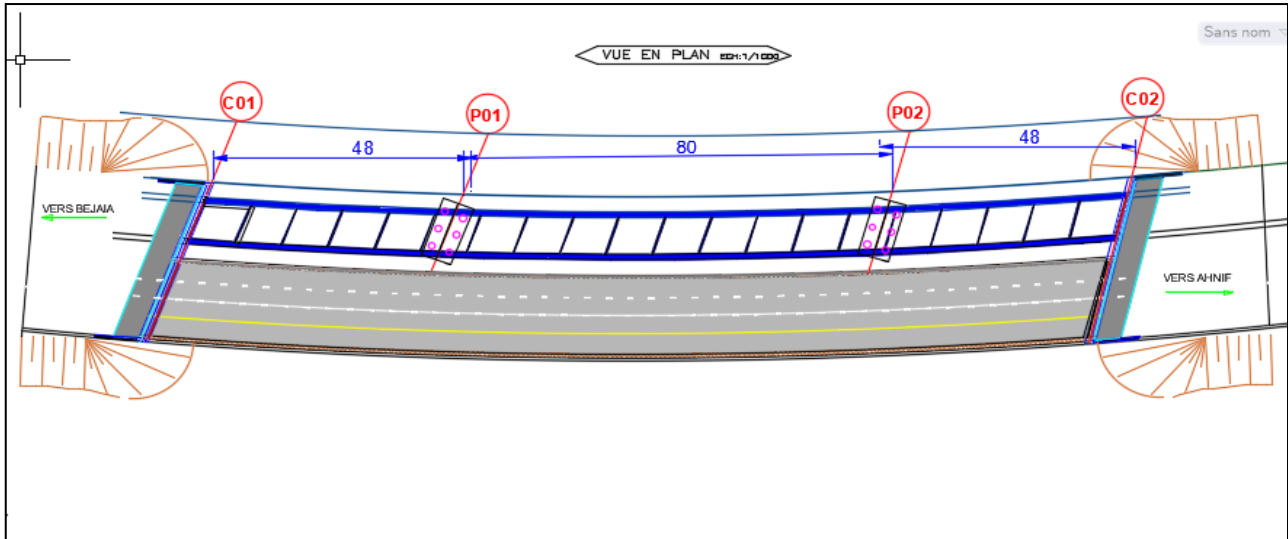


Figure III. 19 : Vue en plan VARIANTE 03

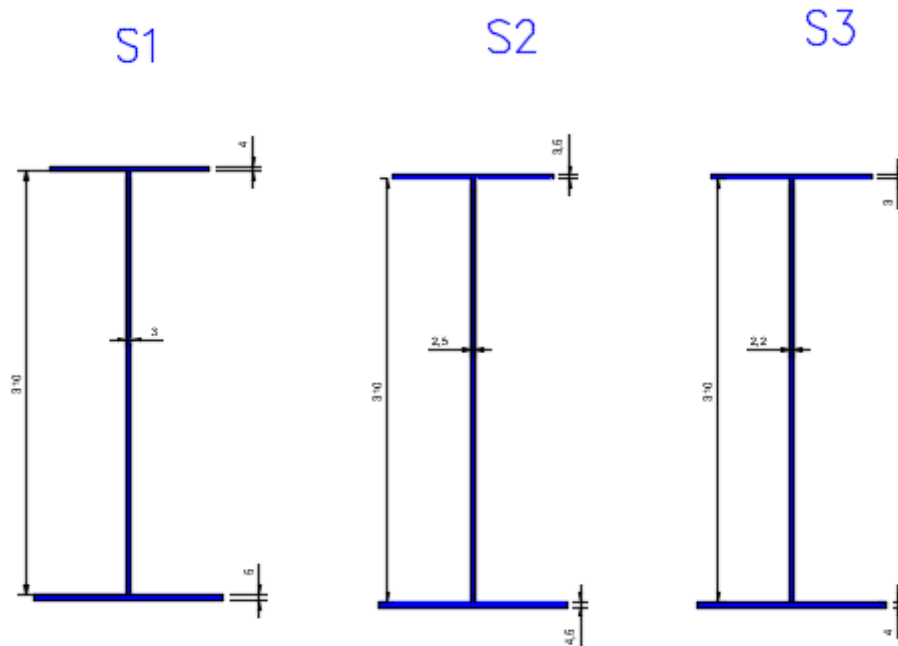


Figure III. 20 : Les dimensions des sections de la poutre métallique

III.3. ANALYSE MULTICRITERE

III.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis...).

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERAL

Le tableau suivant illustre les avantages et les inconvénients de chaque variante :

Tableau III.8 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1	<ol style="list-style-type: none"> 1. Une bonne réutilisation des coffrages. 2. Maîtriser de la préfabrication des poutres. 3. Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. 4. La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation 	<ol style="list-style-type: none"> 1. L'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint. 2. L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante. 3. Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.
Variante 2	<ol style="list-style-type: none"> 1. On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 2. Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3. Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4. La facilité de franchir en courbe. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Le poids est très important. 2. L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. 3. La difficulté de coulage sur place.
Variante 3	<ol style="list-style-type: none"> 1. La possibilité de franchir des grandes portées. 2. La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3. La rapidité de l'exécution. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. 2. La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. 3. Un coût très élevé. 4. Entretien périodique. 5. Dépense de transport et de levage des pièces. 6. Sensibilité au gradient thermique.

➤ Devis estimatif des trois variantes :

Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes

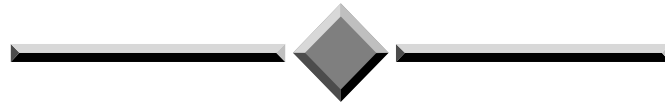
Variante	Surface en m ²	Cout (DA/m ²)	totale
Variante 1	5823.3	270000	1.57×10^9
Variante 2	5544	400000	2.21×10^9
Variante 3	5544	350000	1.94×10^9

III.4. CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des trois variantes proposées, une analyse multicritère a été établie (qui est basé sur les avantages et les inconvénients de chaque variante), nous a permet de conclure que la première variante « **Pont à poutres précontraintes du type VIPP** » serait retenue pour une étude plus détaillée.

CHAPITRE IV

CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES



IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme et a court terme. Pour réduire les effets de ses charges, il faut connaitre leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ses charges.

Dans ce chapitre on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers passifs, acier actifs) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous évaluerons également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

Après l'évaluation des charges et surcharges, on va étudier les efforts longitudinaux dues aux ces charges et surcharges.

IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL

IV.2.1. Les règlements

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- 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.
- Règles **R.C.P.R** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- Règles **R.P.O.A 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guides **SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.2.2. Caractéristiques de matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

IV.2.2.1. Béton :

Tableau IV. 1 : Les caractéristiques de béton

	f_{c28}	f_{t28}
La superstructure	35 MPa	2.7 MPa
L'infrastructure	27 MPa	2.22 MPa
$\gamma_{\text{béton}}=25 \text{ KN/m}^3$		

Pour j jours :

La résistance caractéristique à la compression sera :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}, \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}, \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

La résistance à la traction sera : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$

IV.2.2.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

Tableau IV. 2 : Les caractéristiques des aciers actifs

Nuance d'acier	HA Fe E500
La limite d'élasticité	500MPa
Modules de la déformation élastique	200GPa

Tableau IV. 3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte

Type de torons	12T15
Section d'un toron A_p	140 mm ²
Section d'un câble S	1 680 mm ²
Diamètre de la gaine Φ	80 mm
Résistance ultime f_{prg}	1860MPa
Limite élastique f_{peg}	1674 MPa
Contrainte à l'origine σ_{p0}	1488MPa
Coefficient de frottement droit φ	0.002 m ⁻¹
Coefficient de frottement de courbure f	0.18 rd ⁻¹
Module d'élasticité E_p	195000 MPa
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1000 heures ρ	2.5 %
Coefficient de Recul d'ancrage g	6 mm

IV.2.2.3. Contraintes admissibles

- Béton :

Contraintes caractéristiques à la compression :

- À l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{cj}$ (MPa)
- À l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPa)

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire (fondamentale). $\gamma_b = 1.15$ en situation

accidentelle. θ : Coefficient fixé à :

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

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$ (cas accidentelle)	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

Déformation longitudinale du béton :

D'après les règles B.A.E.L les modules de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" sont définis dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 : Les modules de déformation longitudinale

Module de déformation E		Superstructure ($f_{cj} = 35\text{MPa}$)	Infrastructure ($f_{cj} = 27\text{MPa}$)
Instantanée (courte durée <24h)	$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	35982 MPa	33000 MPa
Différée (longue durée)	$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	12103 MPa	11100 MPa

- Armatures :

Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau IV. 6 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	Situation durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		Situation accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}; \eta = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}; \eta = 1.6$		200	200

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II la plus courante, contraintes de traction sont admises mais limitées

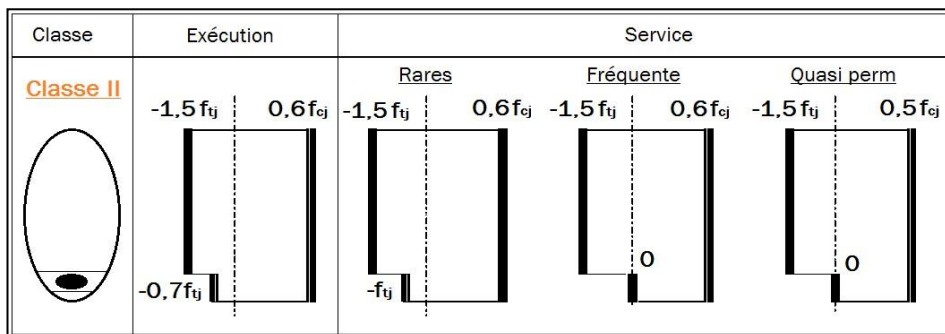


Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.3.1. Les actions appliquées sur l'ouvrage

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :

- Les actions permanentes.
- Les actions variables.
- Les actions accidentelles.

IV.3.2. Évaluation des charges et surcharges

IV.3.2.1. Évaluation des charges

Les charges permanentes (CP) :

- Poids propre de la poutre :

La poutre étant à section variable ; Son poids se compose de :

-Section d'about : 1.1312 m² -Section intermédiaire : 0.899 m²

-Section médiane : 0.6881 m²

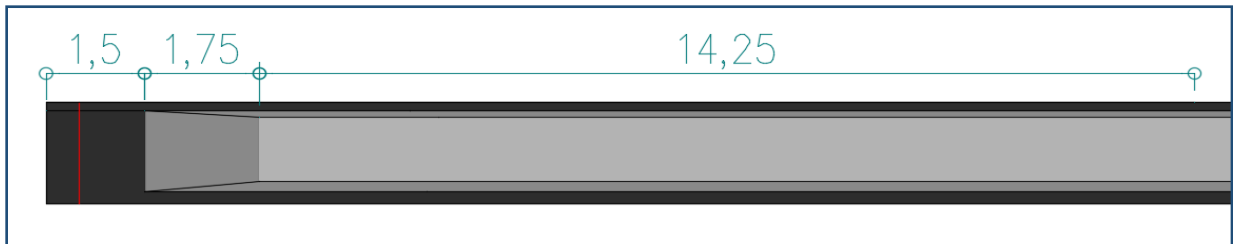


Figure IV.2 : Demi-poutre

$$P_1 = 25 \times 1.1312 \times 1.5 = 42.42 \text{ KN}$$

$$P_2 = 25 \times 0.899 \times 1.75 = 39.33 \text{ KN}$$

$$P_3 = 25 \times 0.688 \times 14.25 = 245.13 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre sera :

$$P_t = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3) = 653.774 \text{ KN}$$

Le poids de la poutre par mètre linéaire : $P_t = 18.68 \text{ KN/ml}$

- Poids de la dalle :

Épaisseur e la dalle est : 25cm Largeur de tablier 16.45 m

$$P_d = 0.25 \times 16.45 \times 35 \times 25 = 3598.44 \text{ KN}$$

Le poids de la dalle Par mètre linéaire : $P_d = 102.81 \text{ KN/ml}$

- Poids de l'entretoise :

Le pont possède deux entretoises de rive chaque entretoise a une épaisseur de 0.3m et

Surface 1.089 de m²

$$P_{\text{entretoise}} = 25 \times 1,5318 \times 0.3 \times 8 = 91.908 \text{ KN}$$

$$P_{2\text{entretoises}} = 2 \times 91.908 = 183.816 \text{ KN}$$

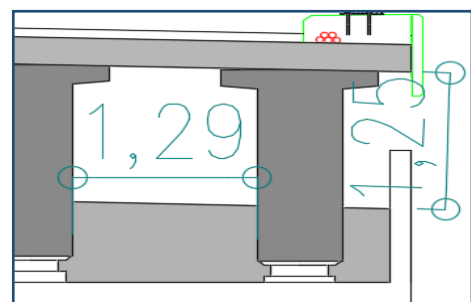


Figure IV.3 : Détail de l'entretoise

- Le poids des charges permanentes (CP) :

$$CP = 9 \times P_t + P_d + 2 \times P_{2\text{entretoise}} = 9666.22 \text{ KN}$$

Tableau IV. 7 : Résultats de calcul des CP

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	9	5883.96
Dalle	1	3598.44
Entretoise	2	183.816
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		9666.22

Les compléments de charges permanentes (CCP) :

- Poids du revêtement :

Le revêtement (8cm) :

$$P_{rev} = 24 \times 15.15 \times 0.08 = 30.3 \text{ KN/ml}$$

- Poids du Trottoir et corniche :

Le trottoir :

$$P_1 = 0.25 \times 25 \times 0.75 = 4.6875 \text{ KN/ml}$$

Pour les deux coté :

$$P_1 = 8.125 \text{ KN/ml}$$

La corniche :

$$P_2 = 0.09 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

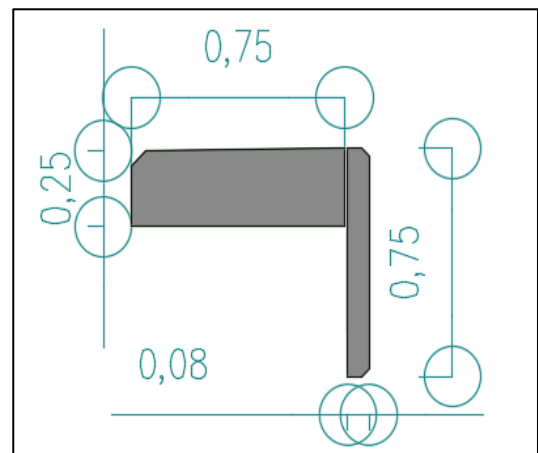


Figure IV. 4 : Détail de la corniche et le

Trottoir

- Garde-corps :

$$P_{gc} = 1 \text{ KN/ml. Pour les deux coté : } P_{2gc} = 2 \text{ KN/ml}$$

Tableau IV. 8 : Résultats de calcul des CCP

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	30.3	1060.5
Trottoirs	8.125	284.375
Corniches	2.25	78.75
Gardes de corps	2	70
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		1493.625

Poids totale du tablier :

Poids total du tablier : $G = CP + CCP$

Tableau IV. 9 : Poids total du tablier

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	11159.84
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	318.85
Poids total du tablier (5 travées L=175 m) (KN)	55799.225

IV.3.3. Évaluation des surcharges

IV.3.3.1. Les caractéristiques de pont

- La largeur roulable : $L_r = 15.15$ m
- La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 15.15 - 1 = 14.15$ m.
- Nombre des voies : $N = [L_c / 3] = [14.15 / 3] = 4$ voies.
- La largeur de la voie $L_v = L_c / N = 14.15 / 2 = 3.54$ m.
- La classe du pont : tous les ponts supports chaussées de largeur roulable ≥ 7 m sont rangés dans première classe. $L_r = 14.15\text{m} \geq 7\text{m}$. Donc le pont est de première classe.

D'après le RCPR, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La charge routière type : **A(I)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire : **Mc120**
- Convoi exceptionnel : **D240**
- Autres surcharges comme : les surcharges sur trottoirs (St), le vent, action thermique...etc.

IV.3.3.2. Système de charge A

Pour les ponts comportes des portés unitaires inférieures à 200m, les chaussées doivent supporter à une charge d'intensité A(I) exprime en kilo newton par mètre carré donné par la formule suivante :

$$A(I) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Avec : } L: \text{ la longueur chargeable} = 35 \text{ m}$$

$$A(I) = 2.3 + \frac{360}{35+12} = 9.85 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge **A(I)** est multipliée par le coefficient a_1 dans le tableau IV. 10 :

Tableau IV. 10 : Le coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4- \\ 0.002 \times l \end{array} \right.$$

Et la valeur A₁ trouvé est multiplié par le coefficient a₂ = v₀/v.

Avec : v : la largeur de la voie = 3.54m.

v₀ : donnée par le tableau IV. 11.

Tableau IV. 11 : La valeur de v₀

Classe	v ₀
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$$a_2 = 3.5/3.54 = 0.99$$

$$A = a_2 \times A_1 = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

La charge du type A(l) en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau VI. 12 :

Tableau IV. 12 : Résultat de calcul de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l) × a ₁ × a ₂	L _v (m)	A(l) (kN/ml)
					(kN/m ²)		
1	35	9,96	1	0,99	9,85	3,54	34,86
2	35	9,96	1	0,99	9,85	7,08	69,72
3	35	9,96	0,9	0,99	8,87	10,61	94,12
4	35	9,96	0,75	0,99	7,39	14,15	104,58

IV.3.3.3. 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.
- Le système Br se compose d'une roue isole.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

• IV.3.3.1. Système Bc :

Le système **Bc** se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure :

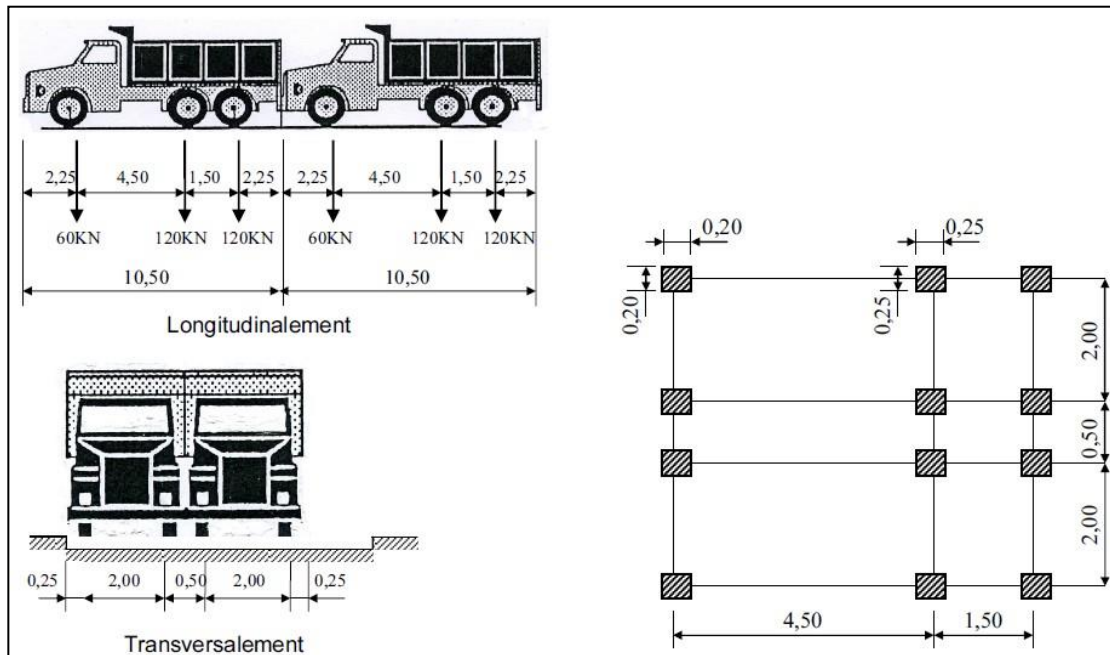


Figure IV. 5 : Système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau IV. 13 :

Tableau IV. 13 : Coefficients b_c

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Le résultat de la charge B_c donné par le tableau IV. 14 :

Tableau IV. 14 : Résultat de calcul 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
4	2400	0,8	1920

- IV.3.3.2. Systeme Br :

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes : -Une roue isolée portant une charge de 100 KN.

- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m 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.

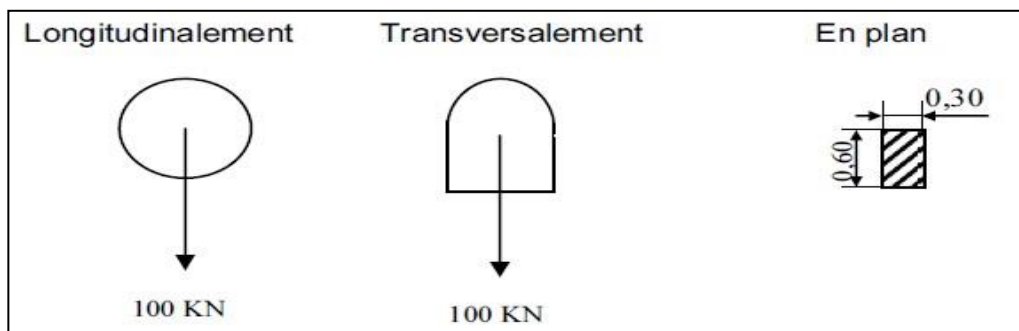


Figure IV. 6 : Système Br

- IV.3.3.3. Systeme Bt :

Un tandem de système Bt comporte deux essieux, 160 KN par essieu.

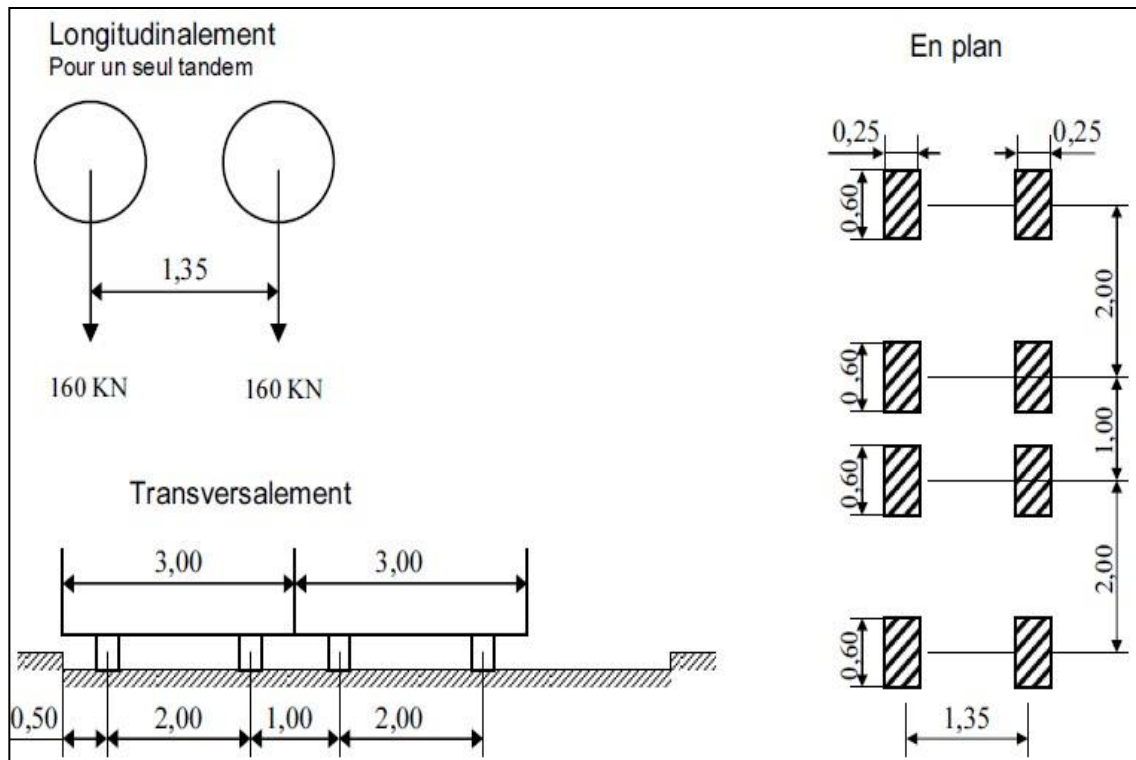


Figure IV. 7 : Système Bt

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t , donné dans le tableau IV. 15 :

Tableau IV. 15 : Coefficients b_t

Classe du pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Le résultat de la charge Bt donné par le tableau IV. 16 :

Tableau IV. 16 : Résultat de calcul 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

IV.3.3.4. Charges militaires Mc 120

Les véhicules types de système Mc120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

✦ Disposition de Mc120 :

- Longitudinalement : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.
- Transversalement : maximum un (01) seul convoi.

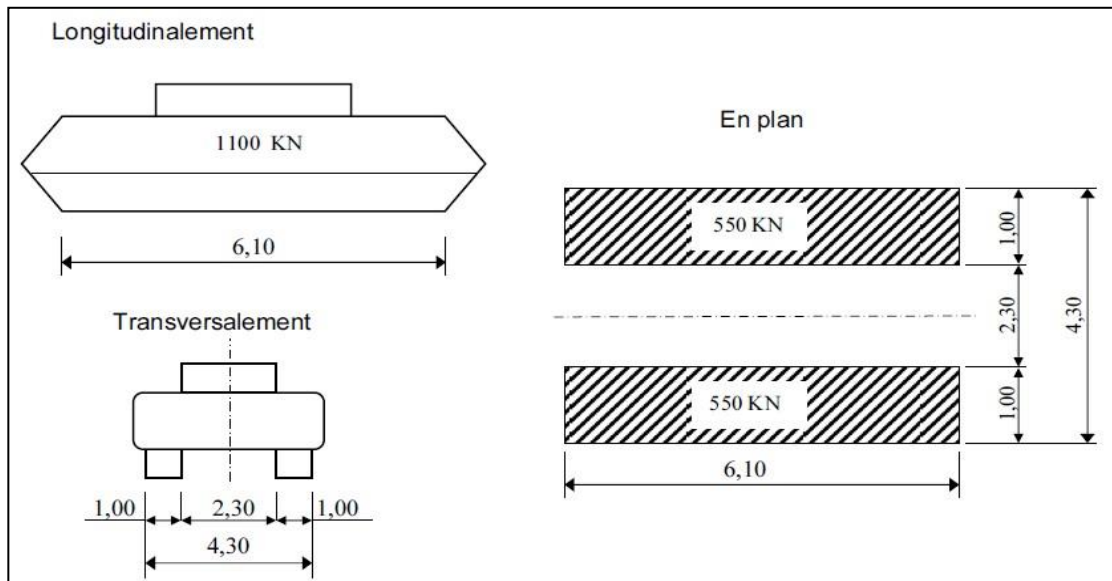


Figure IV. 8 : Convoi Mc120

IV.3.3.5. Convoi exceptionnelle D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

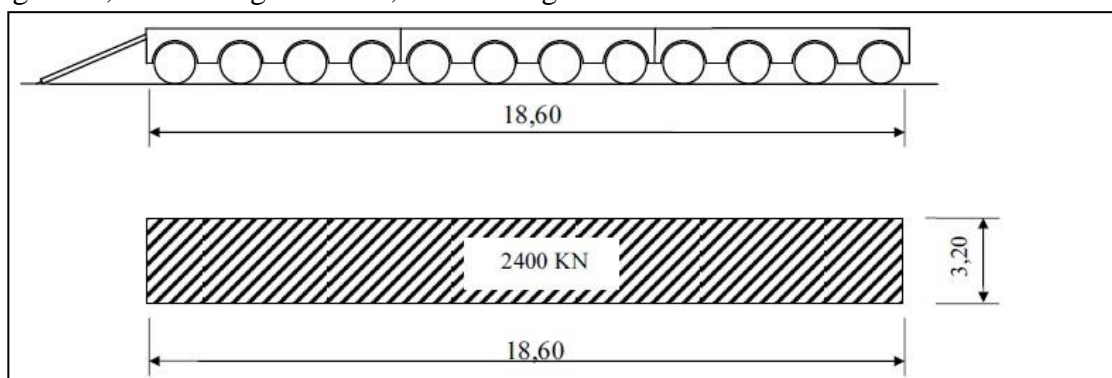


Figure IV. 9 : Convoi type D240

IV.3.3.6. 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 remplacer l'effet dynamique de ces systèmes par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique (car il supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h) sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

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

G : sa charge permanente (CP + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Tableau IV. 17 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique

Système de charg		L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	1 Voie	35	11159,8	720	1,060
	2 Voies			1320	1,067
	3 Voies			1710	1,072
	4 Voies			1920	1,075
Bt	1 Voie			384	1,055
	2+ Voies			768	1,060
Mc120				1100	1,064

IV.3.3.7. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Effort de freinage correspondant à la charge A :

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

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

S : est la surface chargée en (m²).

Tableau IV. 18 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l)

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F(kN)
1	123,81	9,85	59,71
2	247,63	9,85	116,94
3	371,44	8,87	154,65
4	495,25	7,39	168,41

- Effort de freinage correspondant à la charge Bc :

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

IV.3.3.9. Action thermique

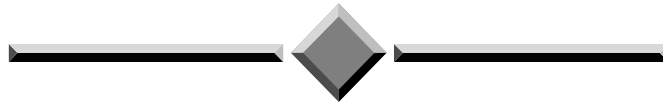
- Variation uniforme : La variation uniforme due à la température est prise : +35° C et -15° C.

IV.4. CONCLUSION

Après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.

CHAPITRE V

MODELISATION DU TABLIER



VI. MODELISATION DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Les logiciels de modélisation permettent de modéliser les structures par la MEF de définir les matériaux, les charges et d'effectuer des calculs sur les modèles les plus complexes, avec une visualisation graphique, grâce à un maillage par éléments finis. Cette méthode de résolution numérique est placée en position dominante grâce à sa particularité face à d'autres méthodes telles que : la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis, les méthodes des éléments de frontière ... etc.

VI.2. LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d par logiciel ROBOT de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions ;
- La déclaration des nœuds ;
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des Éléments plaques ;
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux utilisés (Béton 35) ;
- Définition et affectation des différentes sections ;
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure (Appui simple et Appuis double dans l'extrémité) ;
- Définir le type de maillage [Quadrangle (4 nœuds) avec taille " 0.5m×0.5m "];
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
- Définition des différentes combinaisons de charges ;
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges ;
- L'exploitation des résultats obtenus.

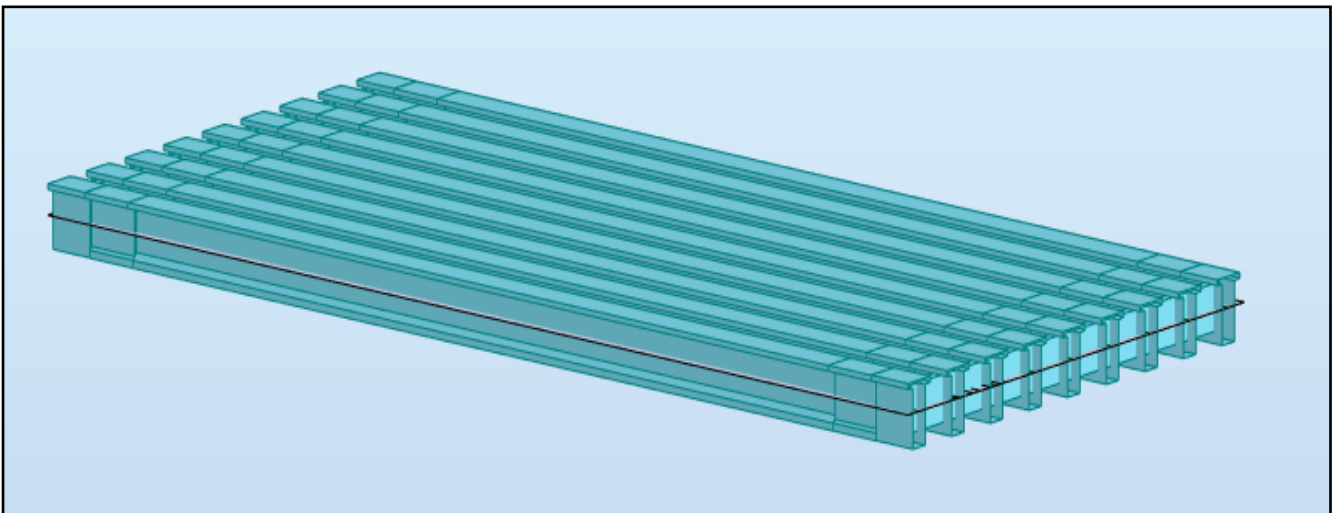


Figure VI.1: Modèle du tablier en 3D

VI.3. RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

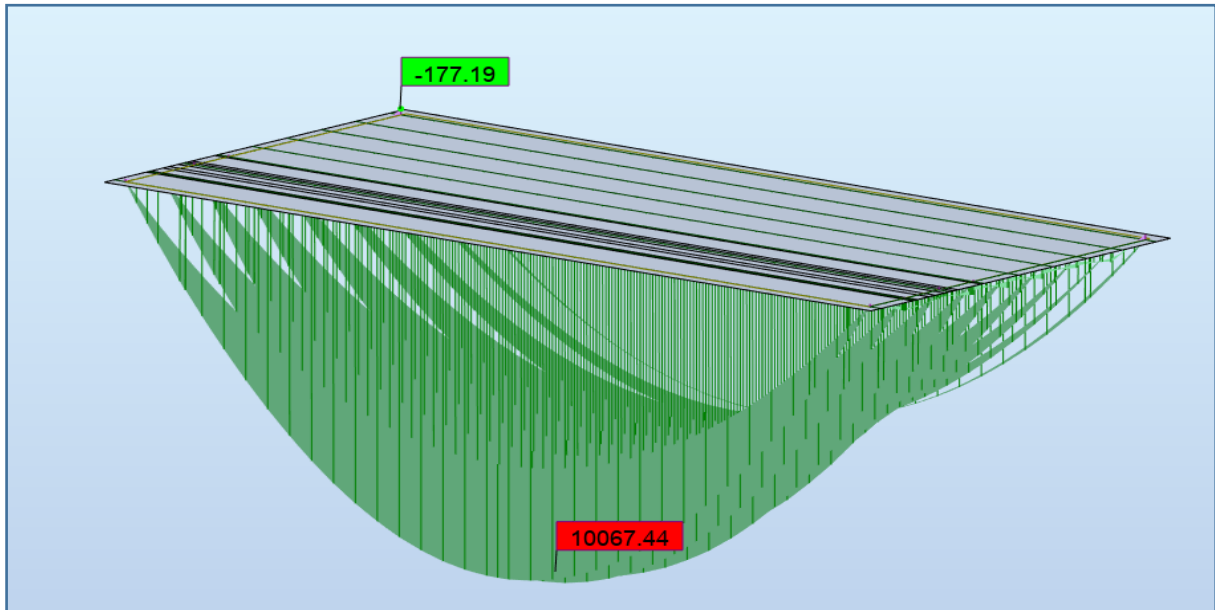


Figure VI. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison $1.35 G + 1.35D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$)

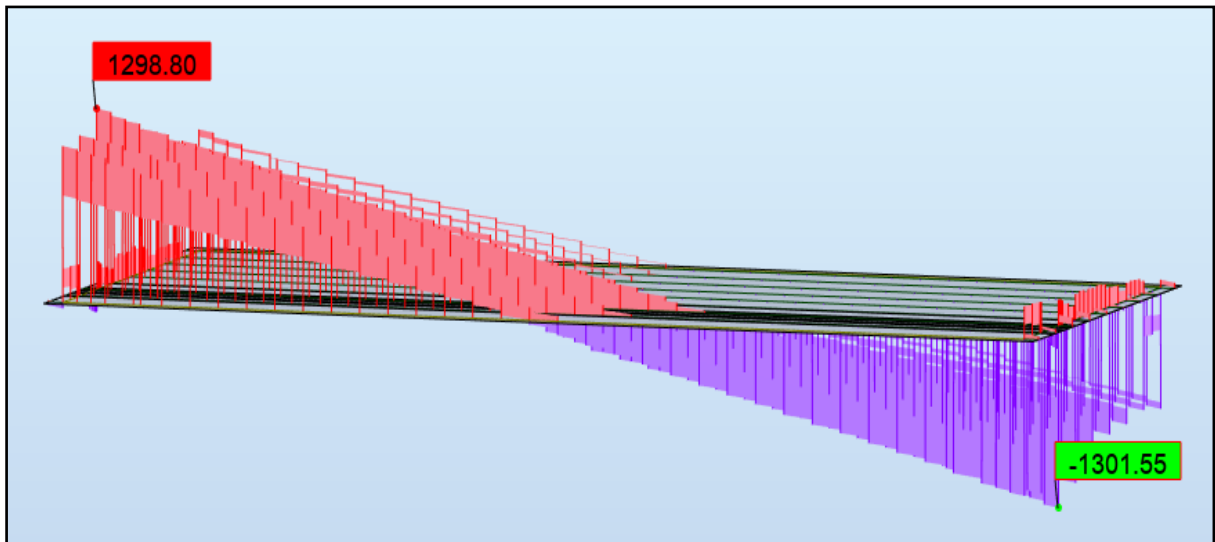


Figure VI. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison $1.35 G + 1.35 D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$)

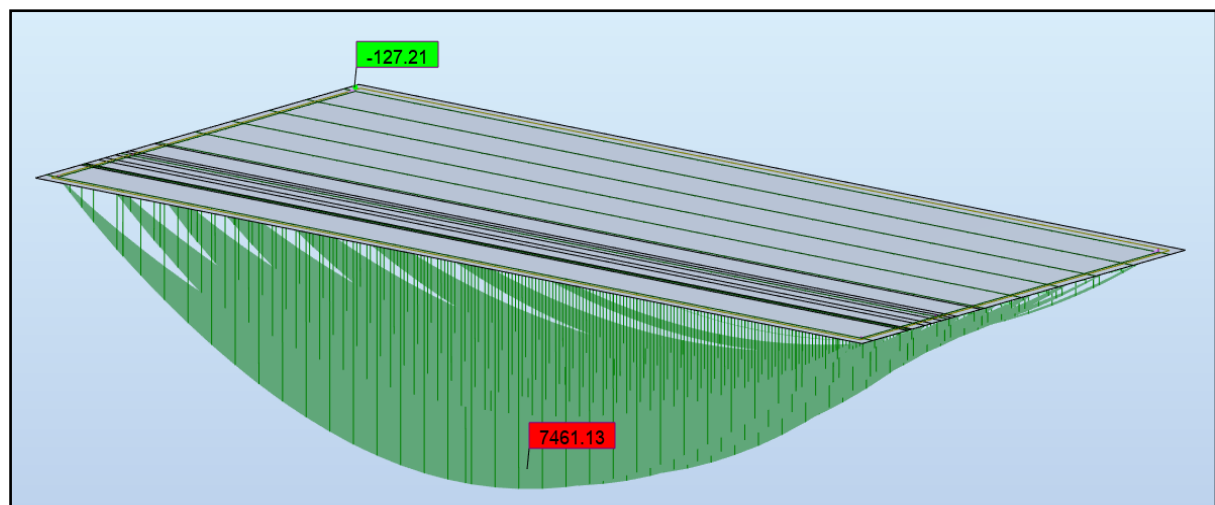


Figure VI. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison $G + D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta+$)

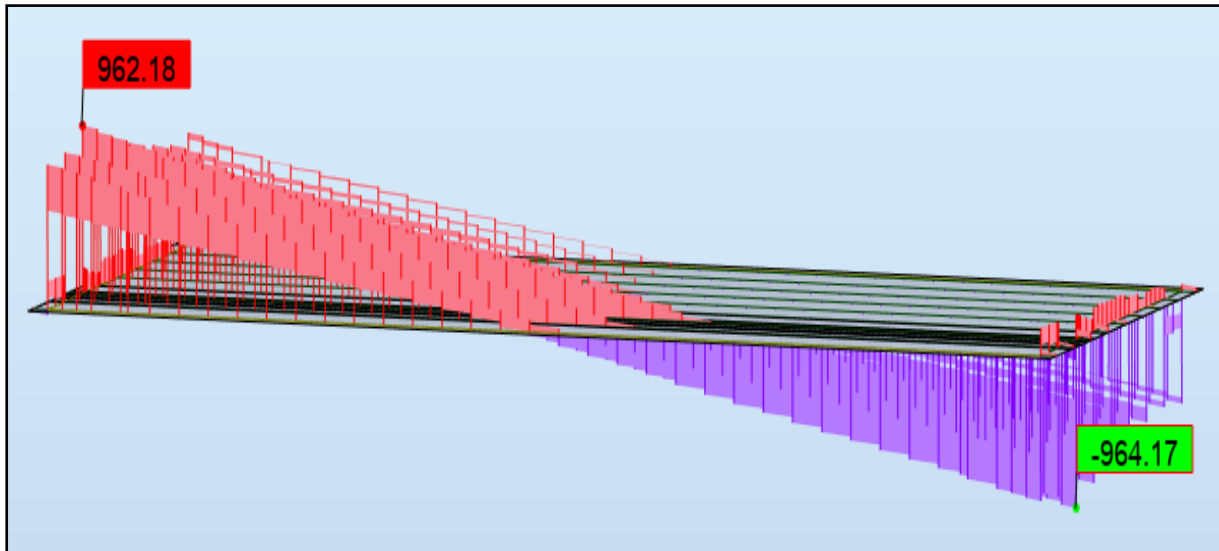


Figure VI. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240+ 0.9T + 0.75ΔΘ+)

TableauVI.1. Résultats des combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU avec ROBOT

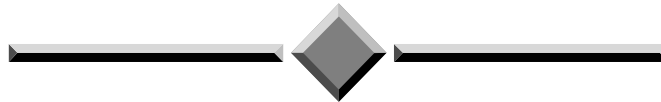
Surcharge	Nombre de voies chargées	ELU		ELS	
		Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Surcharge A(l)	1	8558.07	988.57	6352.42	735.13
	2	9338.51	1091.06	6938.58	811.99
	3	9326.47	1108.75	6940.90	824.66
	4	9137.52	1101.88	6800.58	819.24
Surcharge B _c	1	8580.18	1033.49	6369.09	768.83
	2	9294.74	1141.54	6905.02	849.29
	3	9416.61	1196.23	6996.40	890.63
	4	8947.07	1158.91	6656.39	862.65
Surcharge B _t	1	7883.19	984.42	5846.33	732.07
	2	8459.89	1142.06	6286.16	849.68
Surcharge militaire Mc ₁₂₀	1	9441.18	1134.80	6986.66	840.70
Convoi exceptionnel D240	1	10067.44	1301.55	7460.69	964.17

V.3.CONCLUSION

La modélisation numérique par les différent logiciel « SAP 2000, ROBOT, CSR bridge » est devenue aujourd’hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d’optimiser le calcul et la conception des structures ; Toutefois, n’oublions pas que ces logiciels de modélisation présentent une réponse pour l’ingénieurs et restent des processus bête et disciplinés où c’est à l’utilisateur d’avoir les compétences nécessaires pour pouvoir interpréter les résultats et comprendre le fonctionnement de la modélisation.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte. Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité 'e₀' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

VI.2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (Contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

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

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_b t_1} + \frac{I}{v} \overline{\sigma_b t_2}}{\rho \times h} \text{ (section sous-critique).}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_b t_2}}{v' + \rho \times v - d'} \text{ (section sur critique).}$$

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

Tableau VI. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats de logiciel

Indice	Désignation	Valeur
B	: L'aire de la section.	1.16 m ²
h	: Hauteur de la section.	2 m
v	: La distance entre son CDG et la fibre supérieure.	0.68 m
v'	: La distance entre son CDG et la fibre inférieure.	1.32 m
I	: Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité.	0.434
ρ	: Rendement géométrique de la section ρ = I / (B×v× v').	0.483
d'	: L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h.	0.2m
M _m	: Moment minimale (généreé sous les charge permanentes G).	4.161 MN.m
M _M	: Moment maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.	7.461 MN.m

ΔM	: $\Delta M = M_M - M_m$	3.3 MN.m
σ_{bt1}	: Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.	-4.05 MPa
σ_{bt2}	: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.	-2.70 MPa

Application Numérique :

$P_I = 3.41 \text{ MN}$; $P_{II} = 5.15 \text{ MN}$ $\rightarrow P_I < P_{II}$: Section sur critique.

$$P_{\min} = \sup (P_I ; P_{II}) = 5.15 \text{ MN}$$

VI.3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE

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

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

$$P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9 f_{peg} A_p).$$

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$; $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$; $A_p = 1680 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 2.50 \text{ MN}$.

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

$$n \geq \frac{4.42}{(1-0.25) \times 2.38} \geq 2.75 \text{ donc on prend : } n = 3 \text{ câbles}$$

VI.4. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette vérification se fait à mi- travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, La mise en tension est faite à 50%, Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %, Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle, Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Et on doit trouver que :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{\inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{\sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{\sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I}(Pe_0 - M) \quad \sigma_{\inf} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I}(Pe_0 - M) , e_0 = v' - d'$$

Tableau VI. 2 : Résultats de pré-vérification des contraintes

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} [MPa]	23.18	35	35	35
f_{tj} [MPa]	1.99	2.7	2.7	2.7
σ_{bc} [MPa]	13.91	21.00	21.00	21.00
σ_{bt1} [MPa]	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} [MPa]	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP [%]	5.00	10.00	15.00	25.00
B [m ²]	0.688	0.688	1.16	1.16
I [m ⁴]	0.255	0.255	0.503	0.503
v [m]	0.81	0.81	0.68	0.68
v' [m]	0.94	0.94	1.32	1.32
M [KN.m]	2.42	2.42	4.08	7.46
e ₀ [m]	0.74	0.74	1.12	1.12
P [MN]	3.56	6.75	6.37	5.62
σ_{sup} [MPa]	4.61	1.75	1.36	6.42
σ_{inf} [MPa]	5.84	19.16	13.52	1.80
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.5. TRACE DU CABLE

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique (suivie le diagramme des moments) , puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

VI.5.1. Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à :

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

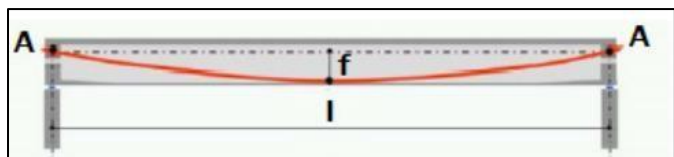


Figure VI. 1 : Rayon de courbure

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

l : est la longueur de la parabole ($l = 33m$).

VI.5.2. L'angle de déviation β

Sur une longueur l peut être calculé par :

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

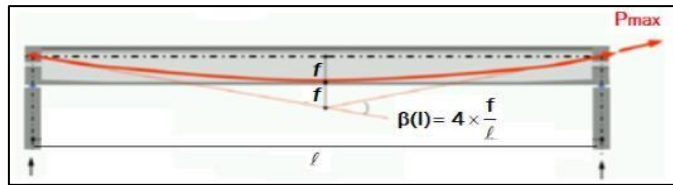


Figure VI. 2 : L'angle de déviation

VI.5.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages

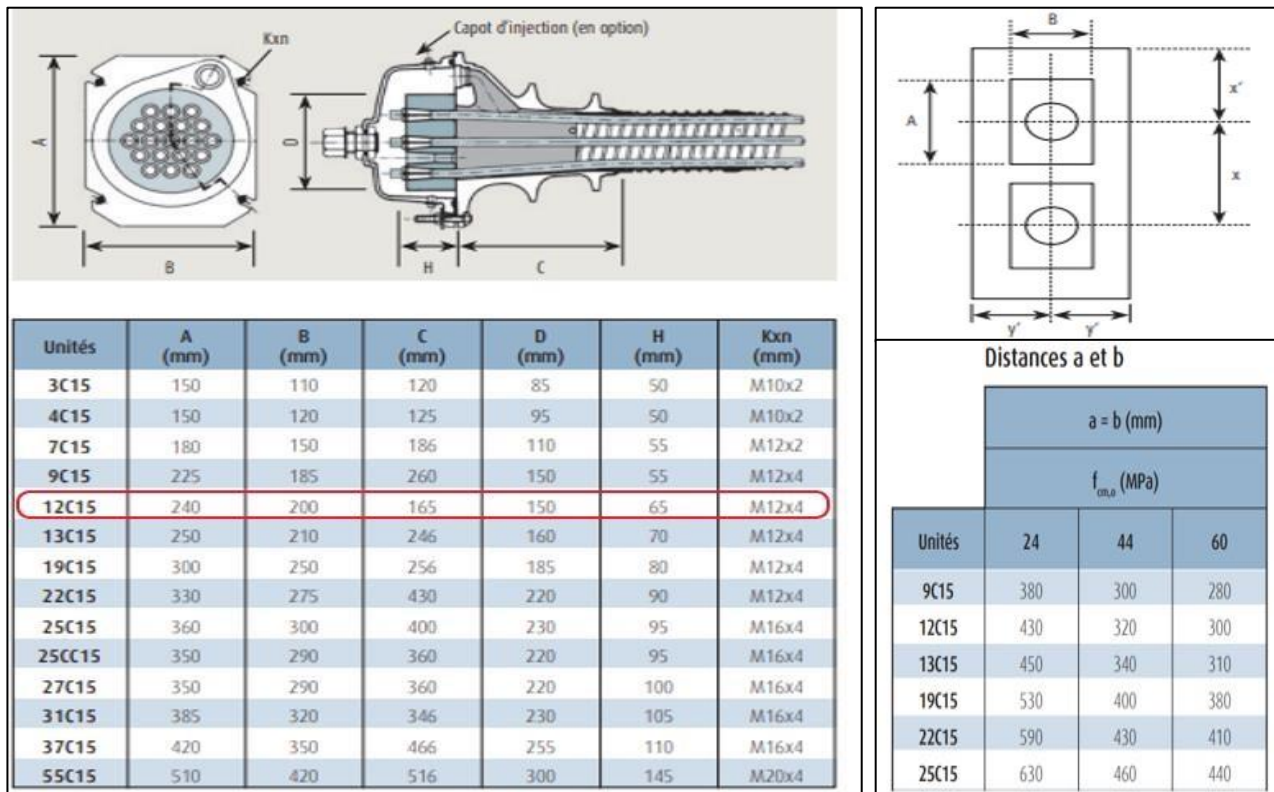


Figure VI. 3 : Caractéristiques des plaques d'ancrages

- L'ancrage se fait à la section d'about et on dispose un seul lit.
- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A+30 \text{ (mm)} \rightarrow x \geq 27\text{cm}$$

On prend $x = 35 \text{ cm}$

$$x \geq 0.85 \times a \rightarrow x \geq 31.4\text{cm}$$

$y' = 30\text{cm}$. (on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme).

Avec :

- $f_{c28} = 35\text{MPa}$
- $a = 369.5 \text{ mm}$ (obtenue par l'interpolation de tableau distances a et b).

VI.5.4. Position des câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l’une des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

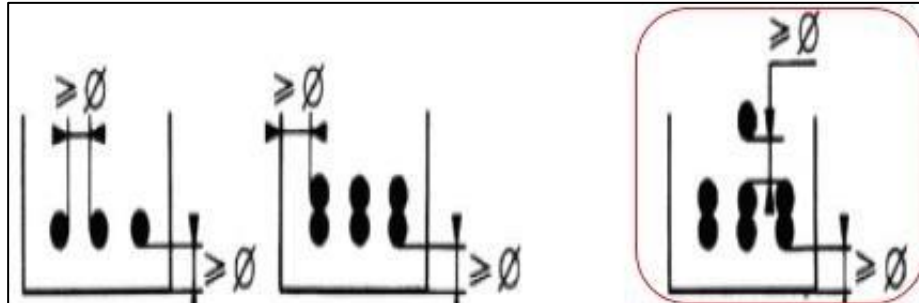


Figure VI. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

A L’extrémité de la poutre (section d’about), on respecte les conditions imposées par l’emplacement des plaques d’ancrage.

Tableau VI. 3 : Position des câbles

Câble	Yi (m)	Section d’about	Yi (m)	Section médiane
C1	0.7		0	
C2	1.05		0.2	
C3	1.4		0.36	

VI.5.5. L’angle de relevage α

Angle d’inclinaison d’un alignement droit [une distance de 1 à 1.20 m (on prend 1m)] du câble à partir de son ancrage qui est donné par la formule suivante :

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

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- V_M : l'effort tranchant maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.
- V_m : l'effort tranchant minimal (généré sous les charge permanentes G).
- V : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$.
- $\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$.
- σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = B_n$
- B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine-n}}$: nombre des câbles.
- B_{Gaine} : surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times \Phi$. b_0 : largeur brute ; $b_0 = 0.6$ m.
- n_{lit} : nombre de lits ; $n_{\text{lit}} = 1$.
- Φ : diamètre de la gaine ; $\Phi = 0.08$ m.

Tableau VI. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

b_n	B_n	P	σ_x	$\bar{\tau}$	\bar{V}	$-12.28^\circ \leq \alpha \leq 28.93^\circ$
0.52 m	1.59 m ²	5.62MN	3.54 MPa	2.60 MPa	2.16 MPa	

On fixe : $\alpha_{C1} = 3.69^\circ$, $\alpha_{C2} = 5.4^\circ$, $\alpha_{C3} = 6.88^\circ$

VI.5.6. Résultats

Tableau VI. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres

N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.15	1	17,5			
C1	33	3,69	0,7	0,64	0,12	0,52	264,06	0,062
C2	33	5,4	1,05	0,96	0,2	0,76	180,19	0,092
C3	33	6,88	1,4	1,28	0,36	0,92	148,07	0,111

VI.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps.

La tension en un point du câble dans la structure diffère de la force du vérin avec lequel le câble a été tendu, du fait d'un certain nombre de pertes qui font baisser significativement la tension du câble.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- **Les pertes instantanées** : Il s’agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble. Elles comportent :
 - . Pertes due au frottement $\Delta\sigma_\phi$.
 - . Pertes par recul de l’ancrage $\Delta\sigma_g$.
 - . Pertes dues au raccourcissement instantané du béton $\Delta\sigma_e$.
- **Les pertes différées** : Il s’agit des pertes qui se développent dans le temps :
 - . Pertes dues au retrait du béton $\Delta\sigma_r$.
 - . Pertes dues au fluage du béton $\Delta\sigma_{fl}$. Pertes par relaxation $\Delta\sigma_\rho$.

VI.6.1. Les pertes instantanées

VI.6.1.1. Pertes due au frottement

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

Ces pertes sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_\phi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \phi \times x)})$

- σ_{p0} : la tension à l’origine, $\sigma_{p0} = \min \{0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}\} = 1488 \text{ MPa}$.
- x : l’abscisse à partir de l’ancrage (m).

Tableau VI. 6 : Valeurs des coefficients f et ϕ

- f : Coefficient de frottement en courbe, $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- ϕ : Coefficient de frottement en ligne, $\phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$.

Cas	Nature des armatures	f		ϕ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau VI. 7 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	f β + ϕ x	$\Delta\sigma_\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi\text{Moy}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi\text{Moy}}$ (%)
C1	17,5	0,062	0,046	67,25	73,88	4,96%
C2	17,5	0,092	0,051	74,67		
C3	17,5	0,111	0,055	79,71		

VI.6.1.2. Pertes par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement des câbles par rapport à son ancrage, à cause de tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

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

- k : fonction croissante, $k = f \times l + \varphi$.
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times K}}$
- g : glissement à l'ancrage, $g = 6$ mm.
- E_p : module d'élasticité des câbles précontraints, $E_p = 195000$ MPa.

Tableau VI. 8 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	17,5	0,0026	17,25	-1,9732	135,66 (MPa)
C2	17,5	0,0029	16,35	-10,081	143,13 (MPa)
C3	17,5	0,0031	15,81	-15,835	148,02 (MPa)

VI.6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c'est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}(x) \quad \text{avec : } \sigma_{bi}(x) = \frac{E}{P} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton, $E_{ij} = 35982$ MPa.
- σ_{bi} : contrainte normale du béton .
- P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,

$$P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_\phi(\%) - \Delta\sigma_g(\%)).$$
- n : nombre des câbles.
- M_p : moment sous le poids propre de la poutre.
- e : excentricité du câble de précontrainte.

La section considéré est la section médiane (poutre seul).

Tableau VI. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

B	I	e	M _p	P	σ _{bi} (L/2)	Δσ _e (L/2)	Δσ _e (L/2)
0.688 m ²	0.255 m ⁴	0.713m	2.46 MN	7.069 MN	17.51 MPa	47.43 MPa	3.19 %

La valeur des pertes instantanées totales est :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\phi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 132.81 \text{ MPa} = 8.93\%$$

VI.6.2. Les pertes différées

VI.6.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Ces pertes sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$ -

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

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

Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \epsilon_r$

- ε_r: retrait final, ε_r = 2×10⁻⁴

- Δσ_r = 39 MPa, Δσ_r = 2.62 %

<ul style="list-style-type: none"> ➤ 2 × 10⁻⁴ en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie ➤ 3 × 10⁻⁴ en climat tempéré sec Zone B ➤ 4 × 10⁻⁴ en climat chaud et sec Zones B',C,D1 ➤ 5 × 10⁻⁴ en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

Figure VI. 5 : Valeur de ε_r

VI.6.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton est une déformation dans le temps, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

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

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG} \text{ avec : } P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_{totale} (\%))$$

- σ_b: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

-M_p : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle).

Tableau VI. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

B	I	e	M _p	P	σ _b	Δσ _{fl}	Δσ _{fl}
1.16m ²	0.503m ⁴	1.09 m	4.17 MN	5.62MN	9.16MPa	124.14 MPa	8.34%

VI.6.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les câbles de précontrainte, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma\rho = 0.06 \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- ρ₁₀₀₀ (%): coefficient de relaxation garantie à 1000 h, ρ₁₀₀₀ = 2.5%.
- μ₀ : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σ_i : contrainte dans les câbles de précontrainte ; après les pertes instantanées.
- σ_i = σ_{p0} - Δσ_{inst} = 1355.19 MPa.
- Δσ_ρ = 60.70 MPa, Δσ_ρ = 4.08 %.

La valeur des pertes différées totales est :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_n + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho = 213.72 \text{ MPa} = 14.36 \%$$

La valeur des pertes totales est :

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff} = 346.53 \text{ MPa} = 23.29\%$$

VI.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

VI.7.1. Les Caractéristiques des sections de vérification

Tableau VI. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00
B _{nette} (m ²)	1,12	1,59	0,68	1,15	0,68	1,15	0,68	1,15
v _n (m)	0,82	0,89	0,80	0,67	0,89	0,67	0,80	0,67
v' _n (m)	0,93	1,11	0,95	1,33	0,86	1,33	0,95	1,34
I _{nG} (m ⁴)	0,31	0,61	0,25	0,49	0,25	0,49	0,25	0,48
ρ (%)	36,94	39,05	48,64	48,15	47,78	47,79	48,37	47,65

VI.7.2. Effort de précontrainte

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

VI.7.2.1. Contrainte admissible

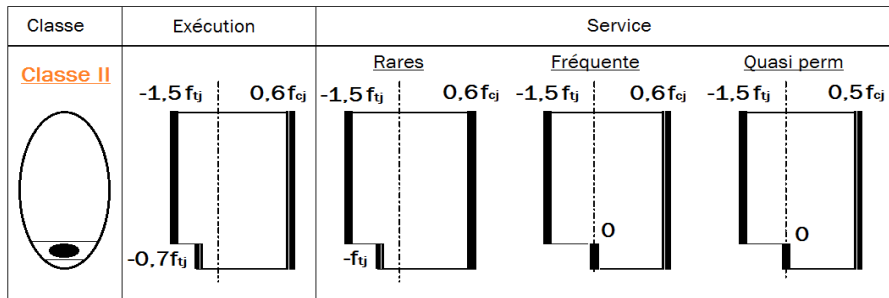


Figure VI. 6 : Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau VI. 12 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$dx=0.5$	$dx=L/4$	$dx=3L/8$	$dx=L/2$
Phase 1	3	50	4,46	3,69	3,47	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,93	7,11	6,55	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 3	3	100	12,52	6,90	6,22	1,00	0,43	0,28	0,23
Phase 4	3	100	23,29	6,25	5,25	1,00	0,43	0,28	0,23

VI.7.3. Vérification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times V \times e_0}{I} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \times V \times e_0}{I} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_p = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M \times V}{I} \end{cases} \quad \sigma_p = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times V \times e_0}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times V \times e_0}{I} \end{cases}$$

$$\sigma_{Max} = \sigma_P + \sigma_{P1}$$

$$\sigma_{Min} = \sigma_P + \sigma_{P2}$$

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase

		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)		-0,07	0,52	0,59	0,72	-0,07	0,52	0,59	0,72
MEls		0,00	1,81	2,30	2,46	0,00	1,81	2,30	2,46
P1 (MN)		3,69	3,69	3,69	3,69	7,11	7,11	7,11	7,11
P2 (MN)		3,47	3,47	3,47	3,47	6,55	6,55	6,55	6,55
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,75	8,21	7,87	0,00	5,75	8,21	7,87
	σ_{inf}	0,00	-6,85	-6,24	-9,35	0,00	-6,85	-7,97	-9,35
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,00	-0,69	-2,29	-3,12	7,71	-1,32	-4,41	-6,00
	σ_{inf}	2,52	12,71	12,92	15,57	4,85	24,50	24,90	30,02
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,77	-0,65	-2,15	-2,93	7,10	-1,22	-4,06	-5,53
	σ_{inf}	2,37	11,96	12,16	14,66	4,46	22,54	22,91	27,62
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,00	5,07	5,92	4,76	7,71	4,43	3,80	1,87
	σ_{inf}	2,52	5,86	6,67	6,22	4,85	17,65	16,93	20,67
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,77	5,11	6,06	4,94	7,10	4,53	4,16	2,35
	σ_{inf}	2,37	5,11	5,91	5,31	4,46	15,69	14,94	18,27
		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)		0,11	0,90	1,06	1,11	0,11	0,90	1,06	1,11
MEls		0,00	3,01	3,81	4,083	0	5,62	7,00	7,45
P1 (MN)		6,90	6,90	6,90	6,90	6,25	6,25	6,25	6,25
P2 (MN)		6,22	6,22	6,22	6,22	5,25	5,25	5,25	5,25
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,09	5,22	5,60	0,00	7,64	9,59	10,23
	σ_{inf}	0,00	-8,16	-10,46	-11,25	0,00	-15,25	-19,21	-20,53
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,26	-2,45	-3,97	-4,47	2,95	-2,22	-3,59	-4,05
	σ_{inf}	5,70	22,92	26,04	27,09	5,17	20,78	23,60	24,55
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,94	0,57	0,25	-4,03	4,81	1,07	0,47	-3,40
	σ_{inf}	5,14	20,68	23,49	24,43	4,34	17,46	19,83	20,63
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,26	1,64	1,25	1,13	2,95	5,42	5,99	6,18
	σ_{inf}	5,70	14,76	15,58	15,84	5,17	5,53	4,39	4,02
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,94	4,66	5,47	1,57	4,81	8,71	10,06	6,82
	σ_{inf}	5,14	12,52	13,03	13,19	4,34	2,21	0,62	0,10

VI.7.4. Vérification des contraintes tangentielles

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissible à calculer :

- Rupture par fissuration :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x).$$

.Rupture par compression-cisaillement :

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

La contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} \leq \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2).$$

Avec :

- σ_x : La contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$,

$$P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

V_{red} : l'effort tranchant maximal réduit de service, $V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$

Si $\sigma_x < 0.4f_{cj}$ on a : $\tau_1 < \tau_2 \implies \text{Min} (\tau_1; \tau_2) = \tau_1$.

Tableau VI. 14 : Les résultats de calcul σ_x et $\bar{\tau}_1$

P_i (MN)	α_i (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	
$P_i = P_0(1 - \Delta\sigma_{totale}) = 1.88$	3.69	1.91	0.12	$B_n = 1.59 \text{ m}^2$
	5.4	1.91	0.18	$\sigma_x = 3.60 \text{ MPa}$
	6.88	1.90	0.23	$\bar{\tau}_1 = 2.35 \text{ MPa}$
La somme		5.73	0.53	

$\sigma_x = 3.60 \text{ MPa} < 0.4f_{c28} = 14 \text{ MPa}$, donc on vérifie : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Tableau VI. 15: Vérification des contraintes tangentielles

V_{ser}	V_{red}	S_n	I_n	b_n	τ	$\tau \leq \bar{\tau}_1$
0.96 MPa	0.43 MPa	0.51 m ³	0.61 m ⁴	0.52 m	0.68 MPa	Vérifié

VI.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

- On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$, $\sigma_y = 0$.
- τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau_u = \frac{V_{Ured} \times S_n}{I_n \times Bn}$.
- V_{Ured} : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.
- $V_{Ure} = V_u - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$.

Tableau VI. 16 : Résultat de calcul β_u

V_u	V_{Ured}	S_n	I_n	b_n	τ_u	σ_x	σ_y	β_u
1.30 MPa	0.77 MPa	0.51 m ³	0.61 m ⁴	0.52 m	1.22 MPa	3.60 MPa	0 MPa	17.05°
								On prend : $\beta_u = 30^\circ$

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

$$\frac{At \times f_e}{Bn \times St \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{ft_{28}}{3} \right] \times tg \beta_u$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\frac{At}{St} \geq \longrightarrow 2.203 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPa, condition est vérifiée}$$

VI.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VI.9.1. Armatures passives des zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{f_e} \times \frac{fcj}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Avec :

- B_t : Air du béton tendu.

- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t .

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

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferrailage minimal (de construction).

On choisit **6 HA12**.

VI.9.2. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérée.

- Transversales :

2 cm²/ml placé sur le pourtour, on choisit **un cadre de HA12**

Longitudinales :

$$As \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2/\text{ml} \times \text{périmètre de la poutre} \\ 0.1\% \text{ section nette de la poutre} \end{array} \right. \longrightarrow As \geq 24.84 \text{ cm}^2$$

On prend **22HA12**

VI.9.3. Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme.

On choisit **un cadre HA12**. L'espaceur :

- La zone d'about : ST=15 cm
- La zone médiane : ST=20 cm

VI.9.4. Armatures supérieures de la table de compression

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression.

On choisit **un cadre et deux étriers de HA10**.

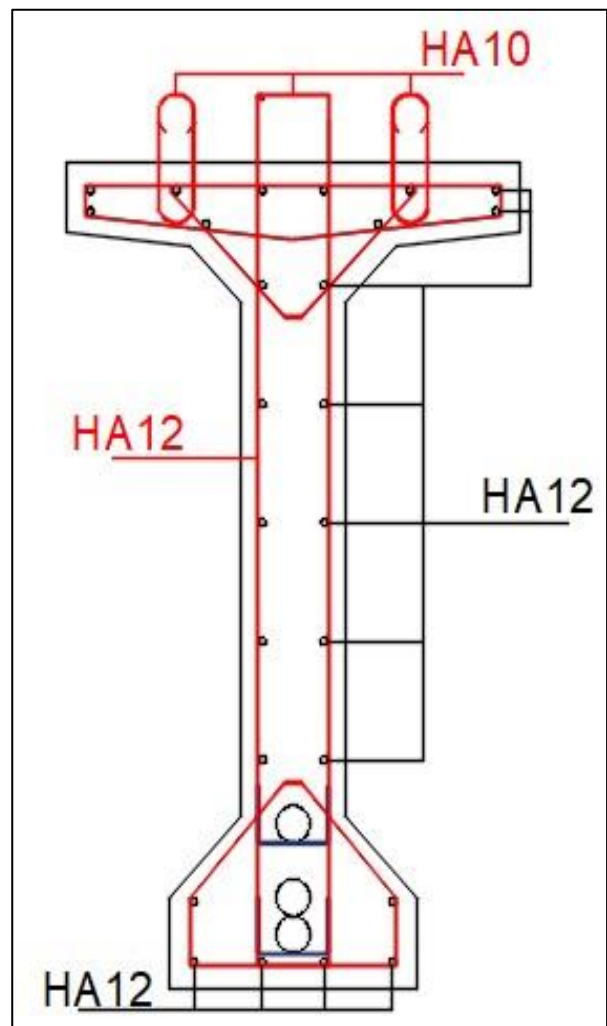


Figure VI. 7 : Ferrailage de la poutre à mi-travée

VI.10. VERIFICATION DE LA FLECHE

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

VI.10.1. La flèche admissible

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ avec } L: \text{Lest la portée de la travée}(L=34 \text{ m}).$$

$$\longrightarrow f_{adm} = \frac{34}{500} = 6.8 \text{ cm}$$

VI.10.2. Flèche due au poids propre du poutre

La flèche due au poids propre du poutre est : $f_{gp} = 3.2 \text{ cm}$

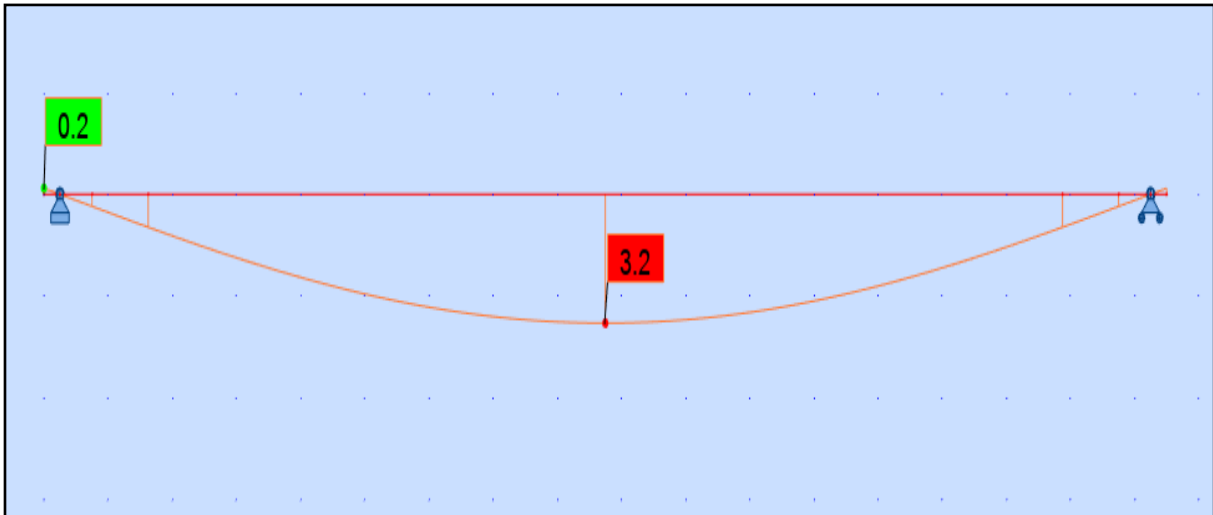


Figure VI. 8 : Flèche due au poids propre du poutre

VI.10.3. Flèche due au poids du tablier G

La flèche due au poids du tablier G est : $f_G = 6.6 \text{ cm}$

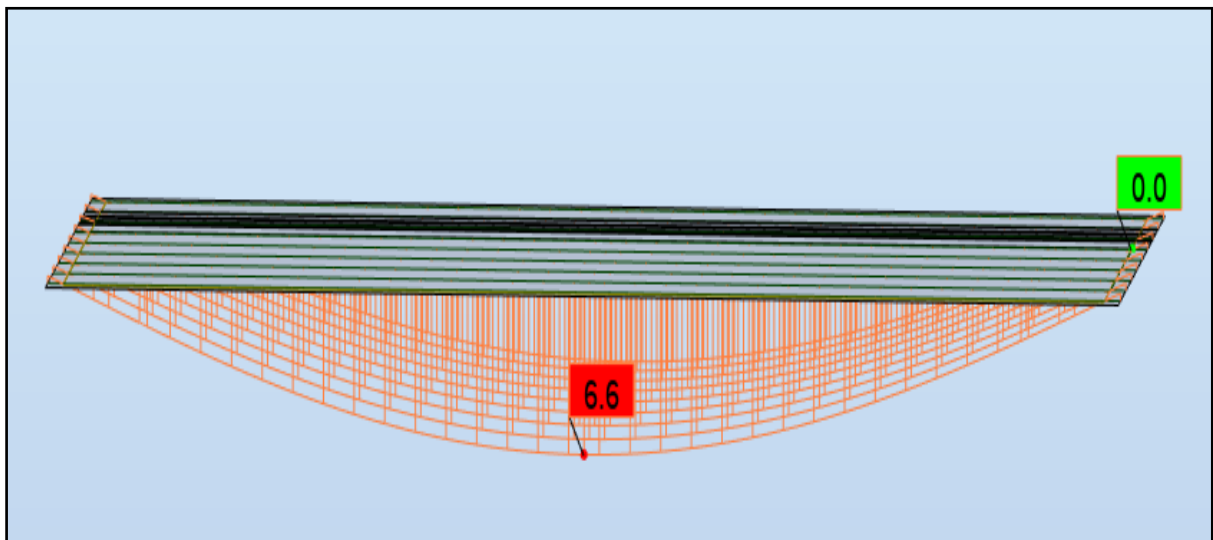


Figure VI. 9 : La flèche due au poids du tablier G

VI.10.4. Contre flèche due à la précontrainte

La contre flèche due à la mise en tension des câbles de Précontraintes : $f_p = - 6.7 \text{ cm}$

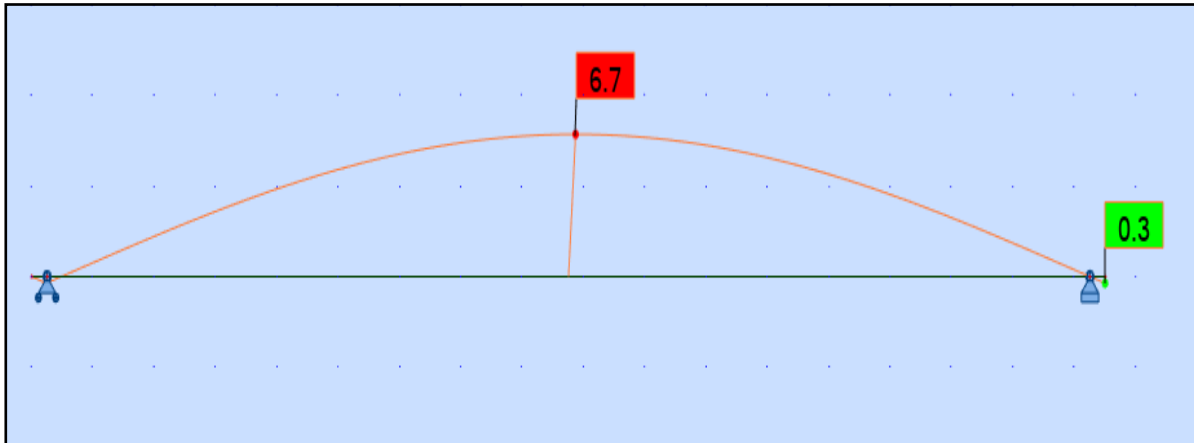


Figure VI. 10 : Contre flèche due à la précontrainte

VI.10.5. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ est :

$$f_{ELS} = 8.5 \text{ cm}$$

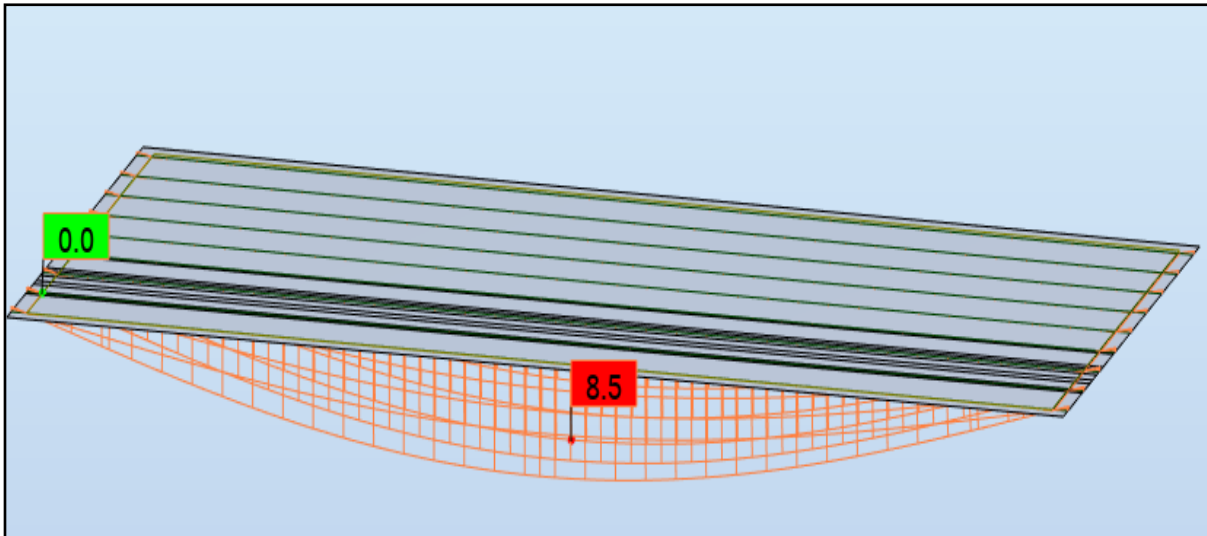


Figure VI.11 : Flèche maximale à ELS

VI.10.6. Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_{gp}) = \frac{3}{4} \times (6.7 - 3.2) = 3.5 \text{ cm.}$$

VI.10.7. La flèche totale

- En service à vide : $f_{tot v} = f_G + f_p + f_c = 3.4 \text{ cm}$
- En service en charge : $f_{tot c} = f_{ELS} + f_p + f_c = 5.3 \text{ cm}$

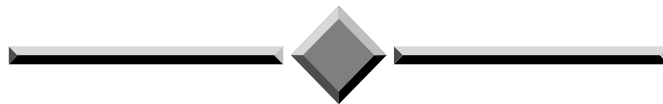
→ $f_{tot v}$ et $f_{tot c} < f_{adm}$: Condition vérifiée.

VI.11. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte nous permet de définir le type et le nombre de câble à mettre en place, et de vérifier par la suite si le câblage choisi vérifie les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en toute zone de la poutre.

Ces poutres sont surmontées d'un hourdis, ce dernier nécessite une étude qui sera traitée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII
ETUDE DE L'HOURDIS
ET EQUIPEMENTS DU
PONT



VII. ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert d'une couverture pour le pont, dans notre cas il joue le rôle d'entretoise donc il assure la réparation transversale des efforts. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres qui a leurs tours les transmettrons aux fondations via les piles.

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

- Une flexion longitudinale : 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, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS

VII.2.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section (16.45 m \times 0.25 m) sur 1 mètre linéaire de largeur repose sur 9 appuis (les poutres).

Les charges appliquées sur la dalle sont : poids de la dalle, les compléments de charges permanentes (CCP) et les surcharges.

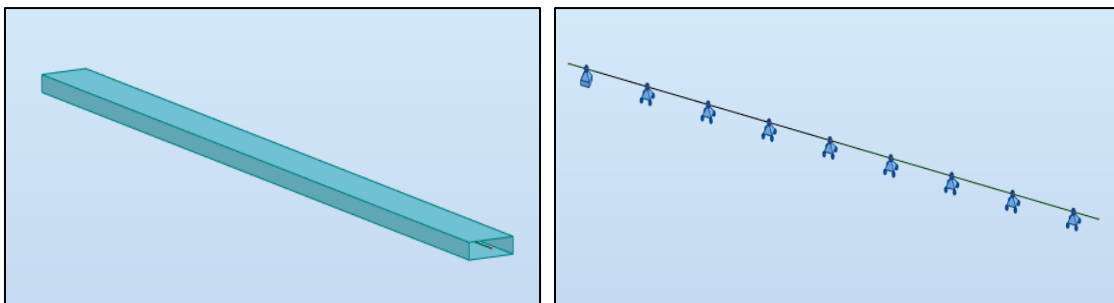


Figure VII. 1 : Modélisation de la dalle

VII.2.2. Les résultats

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

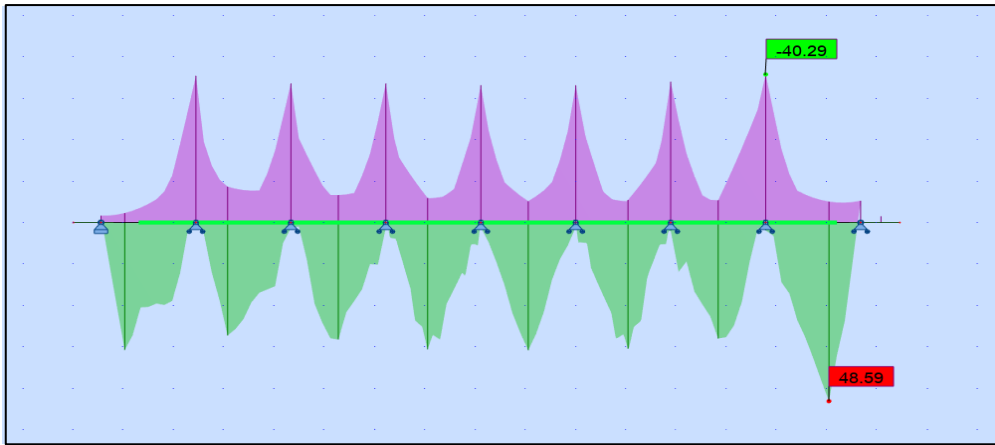


Figure VII. 2 : Moment maximum à l'ELS

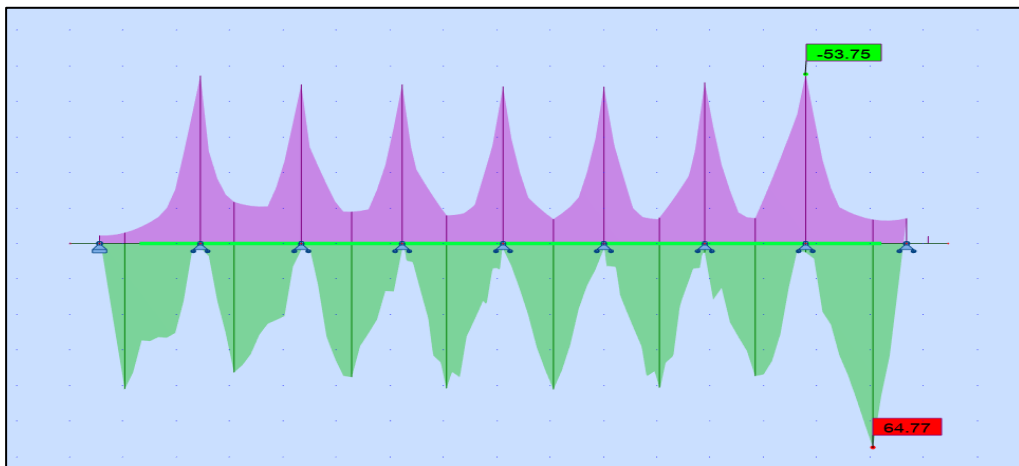


Figure VII. 3 : Moment maximum à l'ELU

VII.2.3. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 (détaillés à l'Annexe B), la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple.

Le ferrailage longitudinal est le tiers de celui de ferrailage transversal Les résultats sont présentés comme suite :

VII.2.3.1. Les armatures transversales

Tableau VII. 1 : Ferrailage transversal de la dalle

Nappe	Armatures transversales			
	As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Supérieure	9.0	6HA14= 9.24cm ²	5	17.5
Inférieure	10.9	6HA16=12.06cm ²	5	17.5

VII.2.3.2. Les armatures longitudinales

On prend 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm et enrobage =5 cm.

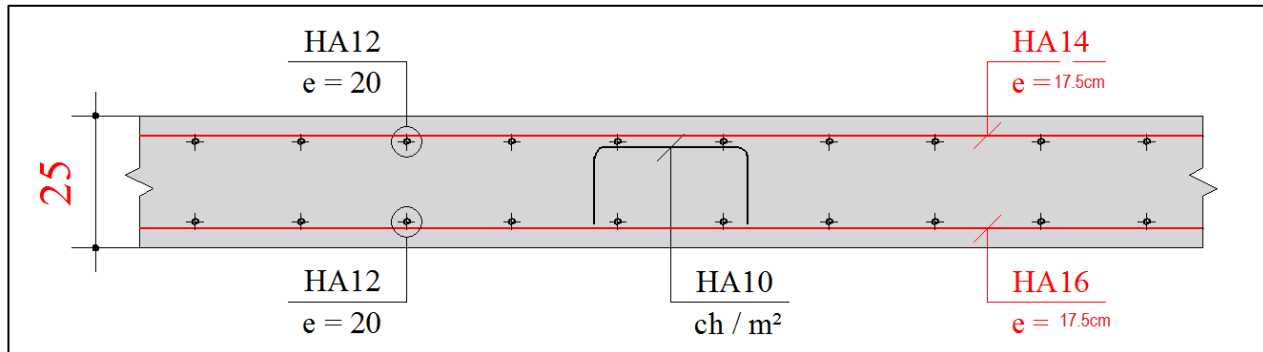


Figure VII. 4 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale)

VII.3. EQUIPEMENT DU PONT

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendu un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

Nous allons étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que les appareils d'appuis, les joints de chaussées...

VII.3.1. L'appareil d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux. On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent **n+1** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

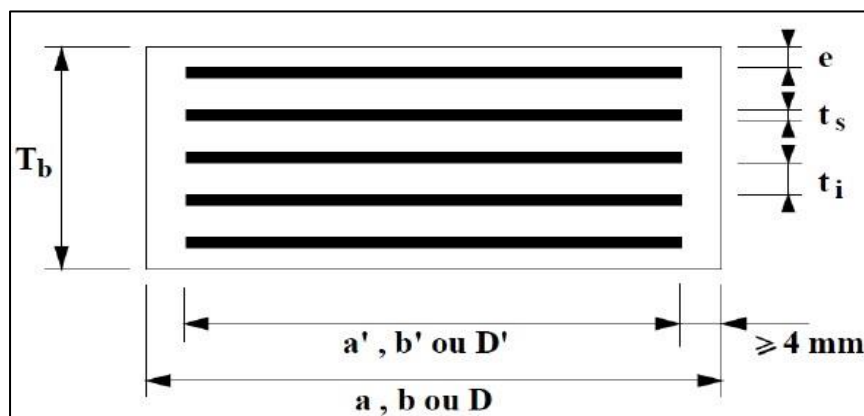


Figure VII. 5 : Géométrie d'un appareil d'appui

CHAPITRE VII:ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

- **a (a')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- **b (b')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).
- **t_i**: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **t_s**: épaisseur d'une frette élémentaire.
- **T** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.
- **T_e**: épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n \times t_i + 2 e$.
- **n**: nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

VI.3.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

- Aire de l'appareil d'appui :

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1.3}{20}, a \times b \geq 650 \text{ cm}^2$$

On prend : $a=35 \text{ cm}$, $b=35 \text{ cm}$,

- **R_{max}**: Réaction maximale à ELU, $R_{max}= 1.3 \text{ MN}$
- **σ_p** : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis, $\sigma_p = 20 \text{ MPa}$.

- L'épaisseur de l'appareil d'appui :

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand côté de l'élastomère.

Ce qui donne : $35 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 70 \text{ mm}$

Dimensionnement des frettes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{b \times \sigma_e}, \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10.61 \text{ MPA} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a \times b)} = 9.72 \implies t_s > 1.63 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend : **t_i=10 mm, t_s=2 mm, e = 5mm**

$$T = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e = 4 \times (10+2) + 2+2 \times 5 = 60 \text{ mm}$$

$$T_e = n \times t_i + 2 e = 4 \times 10 + 2 \times 5 = 50 \text{ mm}$$

- **σ_e**: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$
- **G** : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9 \text{ MP}$

CHAPITRE VII:ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

- *Vérification de l'appareil d'appui :*

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Tableau VII. 2 : vérification de l'appareil d'appui

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Limite de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

✦ Résistance à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$;

N: réaction d'appui a ELU égale 1.3 MN

Application numérique :

$\sigma_m = 10.61 \leq 20 \text{ MPa}$ **condition vérifié .**

✦ Stabilité au flambement : $\gamma_s \times P_u < P_c$ Sachant que :

- $\gamma_s = 3$ coefficient partielle de sécurité.
- P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.
- P_c : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante :

$$P_c = 4GBS^2d/h$$

- B : l'aire nominale de l'appui ($a \times b$)
- d : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- h : hauteur total de l'appareil d'appui.
- S : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a+b)}$.

Application numérique :

$S = 8.75$, $d = 0.012 \text{ m}$, $B = 0.122 \text{ m}^2$, $h = 0.055 \text{ m}$

→ $P_c = 7.37 \text{ MN}$

On aura donc : $3 \times 1.3 = 3.9 \text{ MN} < 7.37 \text{ MN}$ **condition vérifié.**

CHAPITRE VII:ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

- **Limite de la distorsion :**

On doit vérifier : que pour

$$- p = \frac{pu}{pc} \leq 0.25 \text{ On aura : } \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

Où

$$- p = \frac{pu}{pc} \geq 0.25 \text{ On aura : } \delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2p)$$

Application numérique :

$$P = 0.356 > 0.25 \text{ donc : } \delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2p) = 0.4$$

$$\delta_0 = \frac{C}{Te}$$

Avec :

- C : diamètre pour un appui circulaire, petite cote pour un appui rectangulaire.

$$\text{Avec : } 0.7 \leq \delta_0 \leq 2$$

$$\delta_0 = 0.4 \text{ non vérifié.}$$

$$\delta = \frac{\gamma}{Te} = \frac{0.107}{0.05} = 2.14$$

Donc $\delta = 2.14 > 0.7$ ce qui implique que la condition n'est pas vérifiée.

Alors on place de dispositif de non distorsion.

- **Condition de non-glissement :**

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante : $H \leq f \times N$ Où :

- H : l'effort horizontal.
- f : coefficient de frottement. $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m \times N$: l'effort de compression verticale.

Pour la pile :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = RG / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) = 1.01 \text{ MN} \\ \sigma_m = N / (a \times b) = 11.51 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.15 \\ H = E1 / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.2 \times F_{\text{freinage}}) / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.4 \times F_{\text{tem}} \times F_{\text{dét}} / 9) \\ H = 0.38 \text{ MN} \leq 0.15 \times 1.01 = 0.15 \text{ MN} \quad \text{non vérifié.} \end{array} \right.$$

Pour la culée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = RG / (N_{\text{POUTRE}}) = 0.95 \text{ MN} \\ \sigma_m = N / (a \times b) = 11.83 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.16 \\ H = 0.38 \text{ MN} \leq 0.16 \times 0.95 = 0.15 \text{ MN} \quad \text{non vérifié.} \end{array} \right.$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on est obligé de faire des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans les plaques d'ancrages sur les 4 coins).

Plaques de fixation : ce sont des dispositifs en acier qui sert a fixé les appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

VII.3.2. Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, qui sont dues à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

- Détermination du souffle :

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

La gamme des joints CIPEC se compose :

- Des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd).
- Des joints de souffles moyens (Wd).
- Des joints de grands souffles (WP) Le souffle se calcule par la formule ci-après :

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

W : souffle total du joint.

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

WT : souffle thermique = 0.0059 m.

WS : souffle sismique = 0.084 m.

—————→ **W=39 mm**

S < 50 mm donc notre joint sera le **JEP3**.

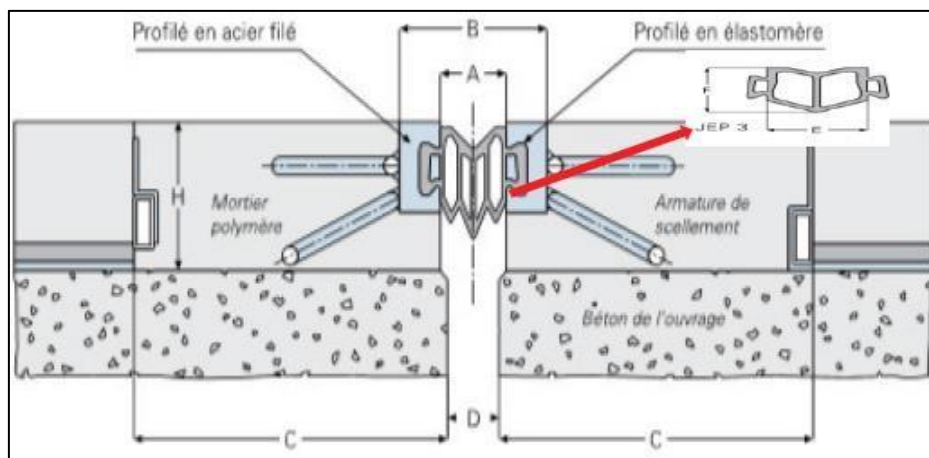


Figure VII. 6 : Les éléments de Joint de chaussée

VII.3.3. Les corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

VII.3.4. Les garde-corps

Sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.

VII.3.5. Les glissières de sécurité

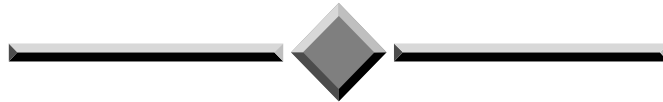
Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues es véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

VII.4. CONCLUSION

L'hourdis joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ...).

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE



VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION

Le comportement sismique présente une complexité très large qu'on ne peut l'étudier qu'avec des hypothèses qui permettent de construire le modèle le plus représentant de la réalité et en même temps qui permet d'estimer la réponse d'un ouvrage d'art lors d'un séisme.

VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

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

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe** (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S3** (site meuble), $T_1=0.2$ s, $T_2=0.5$ s, $S=1.2$.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5 \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

VIII.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

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

- **Critère n°1 : Masses modales :**

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation.

Autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier M_t

$$M_p < 0.43 M_t$$

On a: $M_p=8796.529$ KN, $M_t= 55926.54$ KN, $0.43 M_t=24048.4124$ KN

$M_p < 0.43 M_t \quad \rightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Critère n°2 : Angle de biais :**

L'ouvrage étudié est biais et l'angle de biais est supérieure à 70 grades, donc la condition est vérifiée.

- **Critère n°3 : Angle de courbure :**

La condition est vérifiée.

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale :**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

VIII .4. SEISME LONGITUDINAL

VIII.4.1. Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à la masse du tablier ($M_t = 55926.54$ KN) seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

VIII.4.2. Détermination de la raideur du système

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit : $K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{k_{AA}}}$

d'où $k_{AA} = G \times \frac{a \times b}{T}$ et $k_{pile} = n_f \times \frac{3EI}{h^3}$

Avec :

- **n**: le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
- **n_f**: le nombre de fûts de la pile. $n_f = 3$.
- **E** : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27$ MPa \rightarrow $E = 33\,000$ MPa).
- **I** : inertie longitudinale d'un fût.
- **h** : hauteur du fût de pile.

Tableau VIII. 1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis

Appuis	h (m)	K_{pile} (MN/m)	K_{AA} (MN/m)	K_{App} (MN/m)
C01	/	Infini	2.33	21.00
P01	7.05	210.53	2.33	35.01
P02	6.3	295.02	2.33	36.77
P03	2.7	3747.83	2.33	41.53
P04	3	2732.17	2.33	41.26
C02	/	Infini	2.33	21.00

Rigidité du système K_{sys} :

$$K_{sys} = \sum K_{App} = 196,68 \text{ MN/m}$$

VIII.4.3. Période longitudinale du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{SYS}}{K_{SYS}}}$$

VIII.4.4. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement(ξ) de l'ouvrage par :

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

On a : $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow Sa(T, \xi) = 3.47 \text{ m/s}^2$

VIII.4.5. Effort longitudinal global

$$F_{\text{long}} = M \times Sa = \mathbf{19418.18 \text{ KN}}$$

VIII.4.6. Evaluation des déplacements

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} Sa = \mathbf{0.099m}$$

VIII.4.7. Répartitions des efforts sismiques

$$F_i = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII. 2 : Répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui

Piles	K_{appui}	K_T	F	F_{appui}
	(MN/m)	(MN/m)	(kN)	(kN)
C1	21,00	196,68	19418,2	2073,3
P1	35,01	196,68	19418,2	3457,0
P2	36,77	196,68	19418,2	3629,9
P3	41,53	196,68	19418,2	4100,7

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

P4	41,36	196,68	19418,2	4083,9
C2	21,00	196,68	19418,2	2073,3

VIII.5. SEISME TRANSVERSAL

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente : $F_i = M_i \times S_a \times T_i$

- M_i : est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier efférent à la pile).
- $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$: est la période fondamentale de la même pile.

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$.

$$0.90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.10$$

Tableau VIII. 3 : Répartition des efforts sismiques transversales sur chaque appui

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s ²	Fi KN	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$
P1	41,92	1 366 674	1,13	3,24	4 431,44	1.003
P2	41,94	1 356 738	1,13	3,26	4 416,56	1.018
P3	42,00	1 309 050	1,11	3,32	4 341,09	0.998
P4	41,99	1 313 024	1,11	3,31	4 347,58	0.718
C1/C2	21,00	1 273 403	1,55	2,38	3 027,70	/

VIII.6. SEISME VERTICAL

L'effet vertical de séisme sur les piles peuvent être en général négligée, pour une zone de séismicité qui n'est pas élevée.

VIII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

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

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

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

Avec : E_x , E_y , E_z Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Tableau VIII. 4 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2073,34	3 027,70	1055,27	3 298,2	3 966,28	2 585,58
P1	3457,00	4 431,44	2814,06	5 630,6	6 312,75	5 180,59
P2	3629,90	4 416,56	3957,27	6 142,1	6 692,71	6 371,20
P3	4100,72	4 341,09	3957,27	6 590,2	6 758,48	6 489,81
P4	4083,89	4 347,58	3957,27	6 575,3	6 759,93	6 486,71
C2	2073,34	3 027,70	1055,27	3 298,2	3 966,28	2 585,58

VIII.8. CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique.

CHAPITRE IX

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE



IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape fondamentale du projet. Cette étude est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. On va étudier dans ce chapitre les appuis et les fondations de notre ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, fluage + retrait) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

IX.2.1. Conception de la pile

Tableau IX. 1 : Positionnement et hauteur des piles

	Position	Hauteur de pile (m)	Hauteur de fût (m)
Pile 1	PK27+391	9.6	7.05
Pile 2	PK27+426	8.85	6.3
Pile 3	PK27+461	5.25	2.7
Pile 4	PK27+496	3.55	3

- Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. ·
Longueur $L = 16.45\text{m}$.

Largeur $l = 1.5\text{m}$.

Hauteur $H = 1.2\text{m}$.

- Les fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant, la pile étudiée contient **3fût** de dimensions géométriques suivantes :

- Un diamètre fixe à 1.5m.
- Entre axe de 5.73 m.

- La semelle :

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 1.5 m.
- Largeur : 6 m.
- Longueur : 16.4 m.

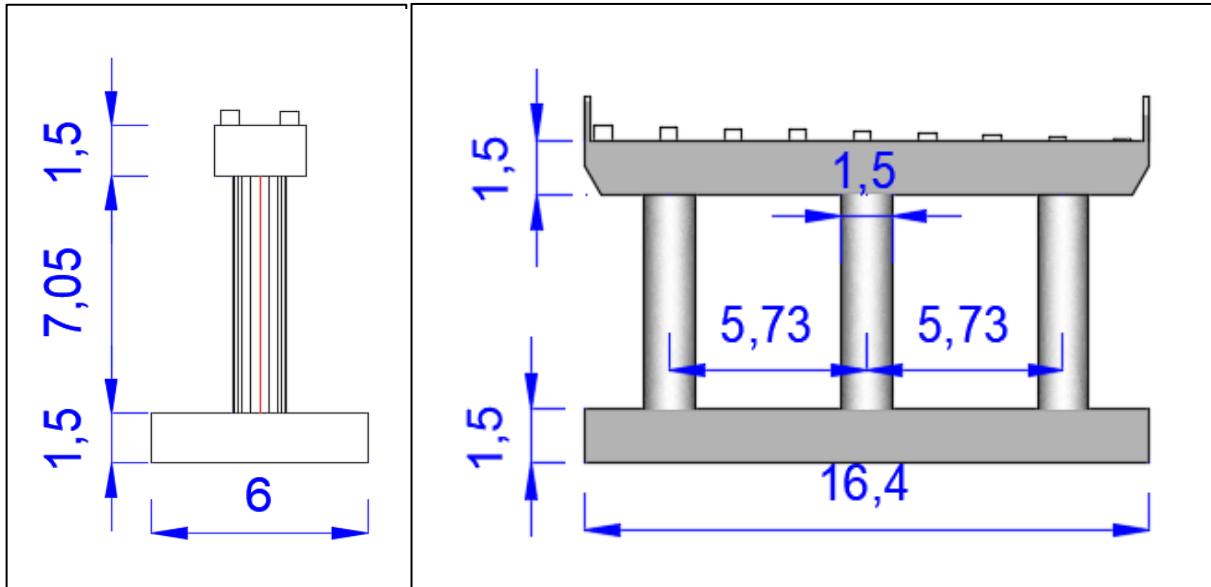


Figure IX 1 : Dimension de la pile la plus haute

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

- l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0 = 4.94$ m (l_0 est la hauteur du fût).

0.375 m.
$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{D}{4} =$$

- i : rayon de giration de la section :

$$\lambda = 13 \leq 70 \quad \longrightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

IX.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

IX.2.3.1. Les efforts verticaux

Tableau IX. 2 : Efforts verticaux sollicitant la pile

Charge/Surcharge	Valeur (KN)
G (Tablier)	11159.8
G (Chevêtre)	1573.03
G (Fûts)	934.38
G (Semelle)	3690.00
A(l) (2voies)	2388.42
Bc(2files)	1767.10
Mc120	1140.92
D240	2129.65

IX.2.3.2. Les efforts horizontaux

Les efforts horizontaux dus à variation linéaire :

➤ Fluage + Retrait H_{f+R} :

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_{f+R}}{T_e}, \Delta_{f+R} = \frac{(\epsilon_f + \epsilon_r) \times L}{2}$$

- ϵ_f : coefficient du fluage, de $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$.
- ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère, $T_e = 50$ mm.
- G : module de cisaillement d'élastomère, $G = 0.9$ MPa.
- a, b : dimensions de l'élastomère ($a = b = 35$ cm).
- L : la portée de travée, $L = 34$ m.

➔ **$\Delta_{f+R} = 0.0094$ m**

$H_{f+R} = 147.263$ KN

➤ Température H_T :

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_l}{T_e}$$

- Δ_l : L'allongement du tablier est donné par la relation : $\Delta_l = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2}$
- α est le coefficient de dilatation thermique, $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (pour Béton armé)
- ΔT : La variation de température selon RCPR ΔT est prise : $+35^\circ\text{C}$ et -15°C (Pour le calcul on prend $\Delta T = +35^\circ\text{C}$).

➔ **$\Delta_l = 0.0054$ m**

$H_T = 151.81$ KN

Tableau IX. 3 : Efforts horizontaux sollicitant la pile

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Freinage A(l)	209.67
Freinage Bc	300
Température	151.81
Fluage + Retrait	147.26
Séisme longitudinal	4100,7
Séisme transversal	4431,44

IX.2.3.3. Les moments

Tableau IX. 4 : Les moments sollicitant la pile

	La charge	Valeur (KN.m)
Moment par rapport la base du fût (Bras de levier=30.5m)	Freinage A(l)	2399.23
	Freinage Bc	4725.00
	Température	3275.79
	Fluage + Retrait	5199.67
Moment par rapport la base de la semelle (Bras de levier=32.5m)	Freinage A(l)	2551.57
	Freinage Bc	5025.00
	Température	3483.78
	Fluage + Retrait	5529.80

IX.2.4. Etude des éléments de la pile

IX.2.4.1. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

▪ La modélisation du chevêtre :

Le chevêtre est modélisé comme un élément de barre de dimension (16.45m × 2.55 m × 1.5 m) repose sur 3 appuis (les fûts).

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

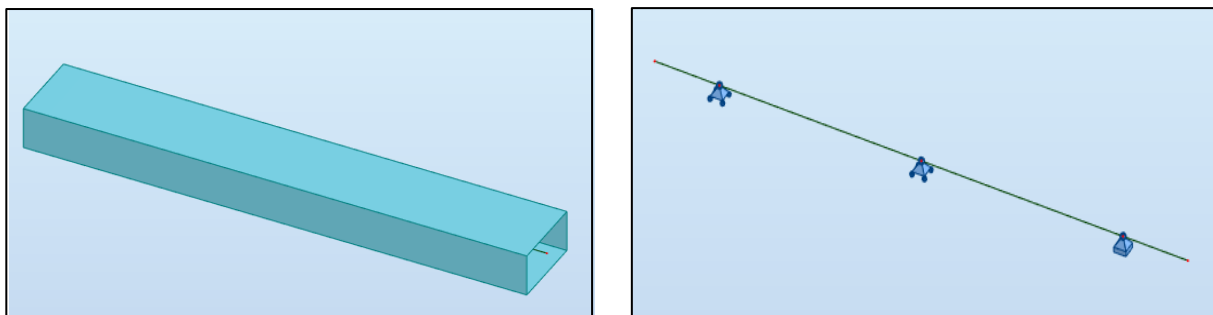


Figure IX.2 : Modélisation du chevêtre

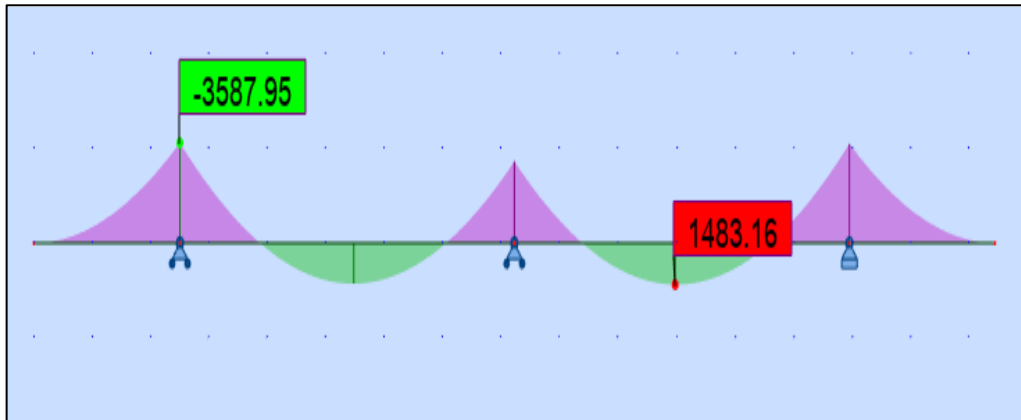


Figure IX. 3 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(I)2-Voies)

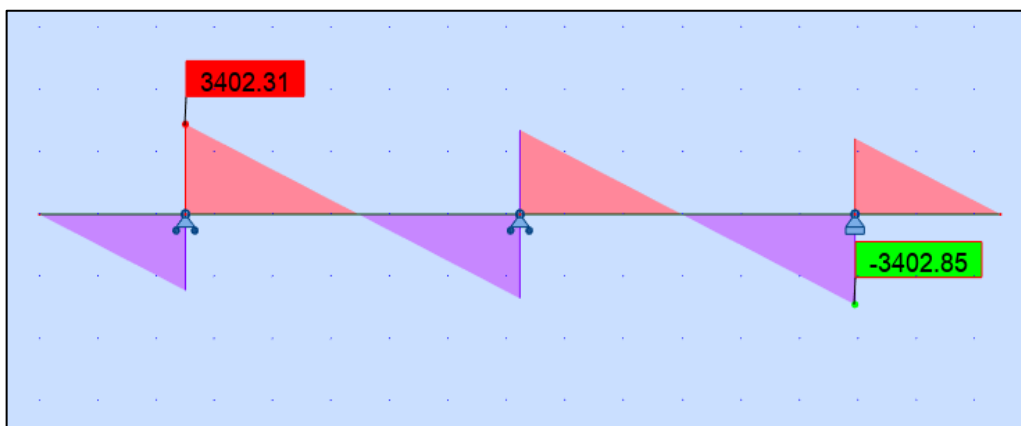


Figure IX. 4 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(I)2-Voies)

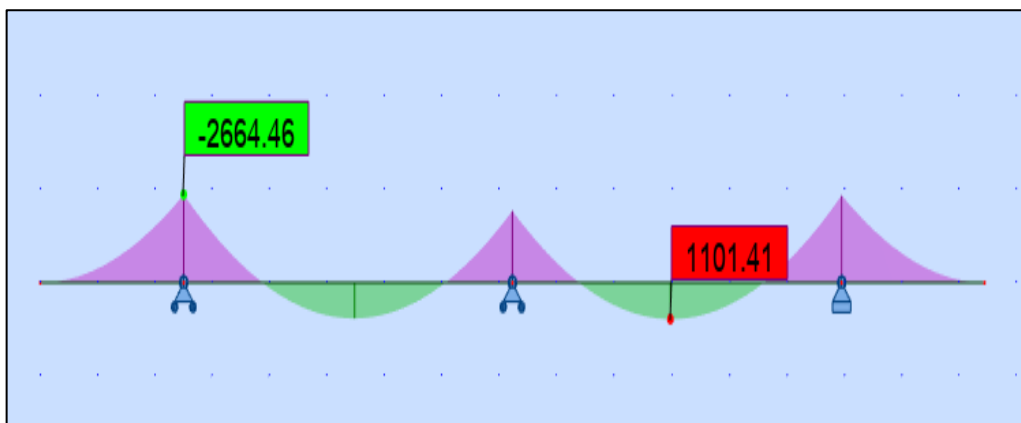


Figure IX. 5 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(I)2-Voies)

▪ Ferraillage du chevêtre à la flexion :

Le ferraillage du chevêtre à la flexion est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Tableau IX. 5 : Ferrailage du chevêtre à la flexion

Armatures longitudinales						
		M (KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Espacement (cm)
Nappe sup	ELU	-3587.95	80.6	8HA32+4HA25=83.97cm ²	7	20
	ELS	-2664.46				
Nappe inf	ELU	1483.16	36.5	12HA20=37.70cm ²	7	20
	ELS	1101.41				

Armatures transversales				
T (KN)		Choix des barres	Enrobage (cm)	Espacement
ELU	3402.85	1 cadre de HA16	5	10 cm zone critique 20 cm zone courant

▪ Ferrailage du chevêtre à la torsion :

Détermination du ferrailage nécessaire à la résistance de l'effort de torsion ; on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre et de largeur L_t :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad \begin{cases} L_c \leq \Phi + H_c \\ \Phi + H_c \end{cases} \quad \begin{matrix} L_t \text{ est limité par :} \\ L_t = \Phi + H_c \text{ si } L_c > \end{matrix} \quad \begin{matrix} H_c = 1.5 \text{ m, } \Phi = 1.5 \text{ m, } L_c = 2.55 \text{ m} \end{matrix}$$

➡ $L_t = 2.55\text{m}$

- La contrainte tangente de torsion donne par : $\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$
- b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $b_n = \frac{H_c}{6} = 0.25 \text{ m}$.
- Ω : L'aire de torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 2.875 \text{ m}^2$.
- C : moment de torsion maximal par ml.

Evaluation de moment de torsion C : $C = \text{Max} (C_1, C_2)$

- Phase de construction : $C_1 = P_G \times e$
 $P_G = 178.84 \text{ KN/ml, } e = 0.82 \text{ m} \Rightarrow C_1 = 146.65 \text{ KN.m/ml}$
- Phase de service : $C_2 = P_{D240} \times e$
 $P_{D240} = 108.14 \text{ KN/ml, } e = 0.82 \text{ m} \Rightarrow C_2 = 88.67 \text{ KN.m/ml}$

Donc : $C = \text{Max}(C_1, C_2) = 146.65 \text{KN.m/m}$

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

Ferraillage :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} = 5.82 \text{cm}^2$$

- P : périmètre de la section creuse équivalent, $P = 7.6 \text{ m}$.
- σ_a : Contrainte admissible d l'acier, $\sigma_a = 333.333 \text{ MPa}$.

Les armatures : **4HA14** → $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ avec espacement de 25cm.

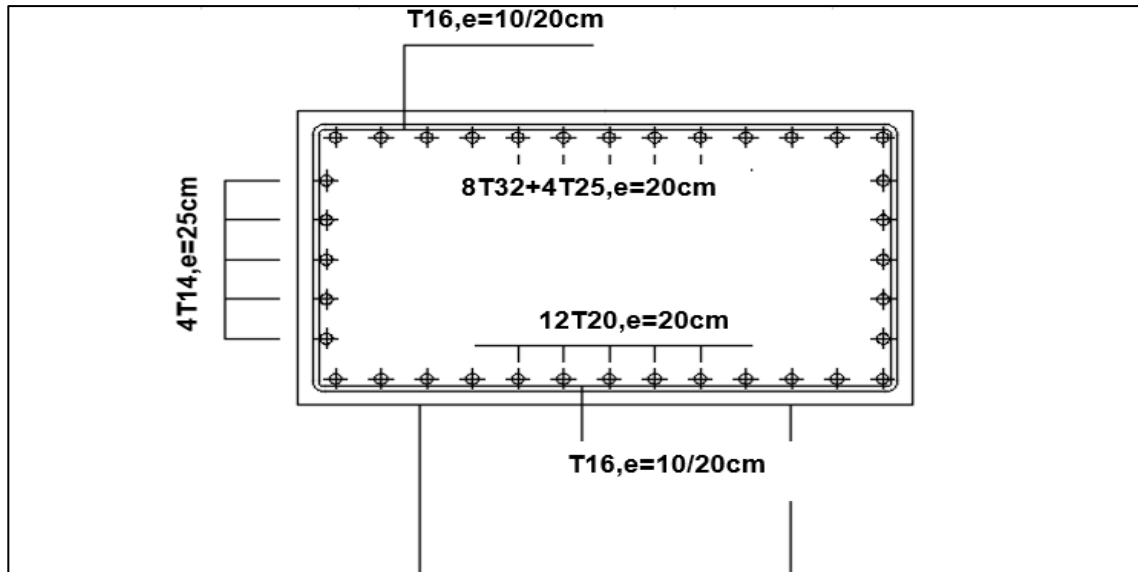


Figure IX. 6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale)

IX.2.4.2. Etude des fûts de la pile

Le fût est un élément qui est encasté à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée, nous allons étudier le fût le plus long.

- Evaluation des efforts agissant sur les fûts de la pile :
- **Efforts dû aux charges verticales et horizontales :**

Tableau IX. 6 : Evaluation des efforts agissant sur un seul fût

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	934,38	/	0,00	3,53	0,00	
Chevetre	1573,03	/	0,00	7,80	0,00	
G Tablier	11159,80	/	0,00	8,55	0,00	
Hf+r	/	206,17	/	8,55		1762,73
HT°	/	212,54	/	8,55		1817,22
(Al)	2388,42	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1767,10	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1140,92	/	0,00	/	0,00	/
D240	2129,65	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	104,84	/	8,55	/	896,34
Bc	/	180,00	/	8,55	/	1539,00

- Combinaison des efforts :

Tableau IX. 7 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison a ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	13667,21	333,69	3579,95	0,00	3579,95
G+1.2Al	16533,31	459,49	4655,56	0,00	4655,56
G+1.2Bc	15787,73	549,69	5426,75	0,00	5426,75
G+Mc120	14808,13	333,69	3579,95	0,00	3579,95
G+D240	15796,86	333,69	3579,95	0,00	3579,95

Tableau IX. 8 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison a ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	18450,73	469,61	4015,18	0,00	4015,18
1.35G+1.6Al+1.6ST	22272,20	637,35	5449,33	0,00	5449,33
1.35G+1.26B+1.6ST	21278,09	757,61	6477,58	0,00	6477,58
1.35G+1.35Mc120	21325,76	469,61	4015,18	0,00	4015,18
1.35G+1.35D240	18450,73	469,61	4015,18	0,00	4015,18

• **Effort dû aux séismes :**

Tableau IX. 9 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fût

EFFORT	M_T (KN.m)	M_L (KN.m)	N(KN)
E1	14320	46700	1930
E2	47730	14010	1930

• Combinaison des efforts :

Tableau IX. 10 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max

	Combinaisons	N(KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
ELU	$1.35G+1.6Bc+0,9 H_T + 1.35 H_{f+R}$	7092.70	1776.80	0
ELS	$G+1.2Bc+0,6 H_T +H_{f+R}$	5262.58	1467.97	0
ELA	$G + E1 + 0.40 H_T + H_{f+R}$	4825.62	3298.66	2809.89
	$G + E2 + 0.4 H_T + H_{f+R}$	4825.62	9855.07	9366.30

▪ Ferraillage de fût :

Le ferraillage de fût est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Tableau IX. 11 : Ferraillage de fût

Armatures longitudinales			
As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
471.7	On prend deux nappes : n1 :30 HA32 n2 :30 HA32	5	n1 :15 cm n2 :20 cm

Armatures transversales			
T (KN)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
1997,871	12HA16	5	12.5cm zone critique 15 cm zone courant

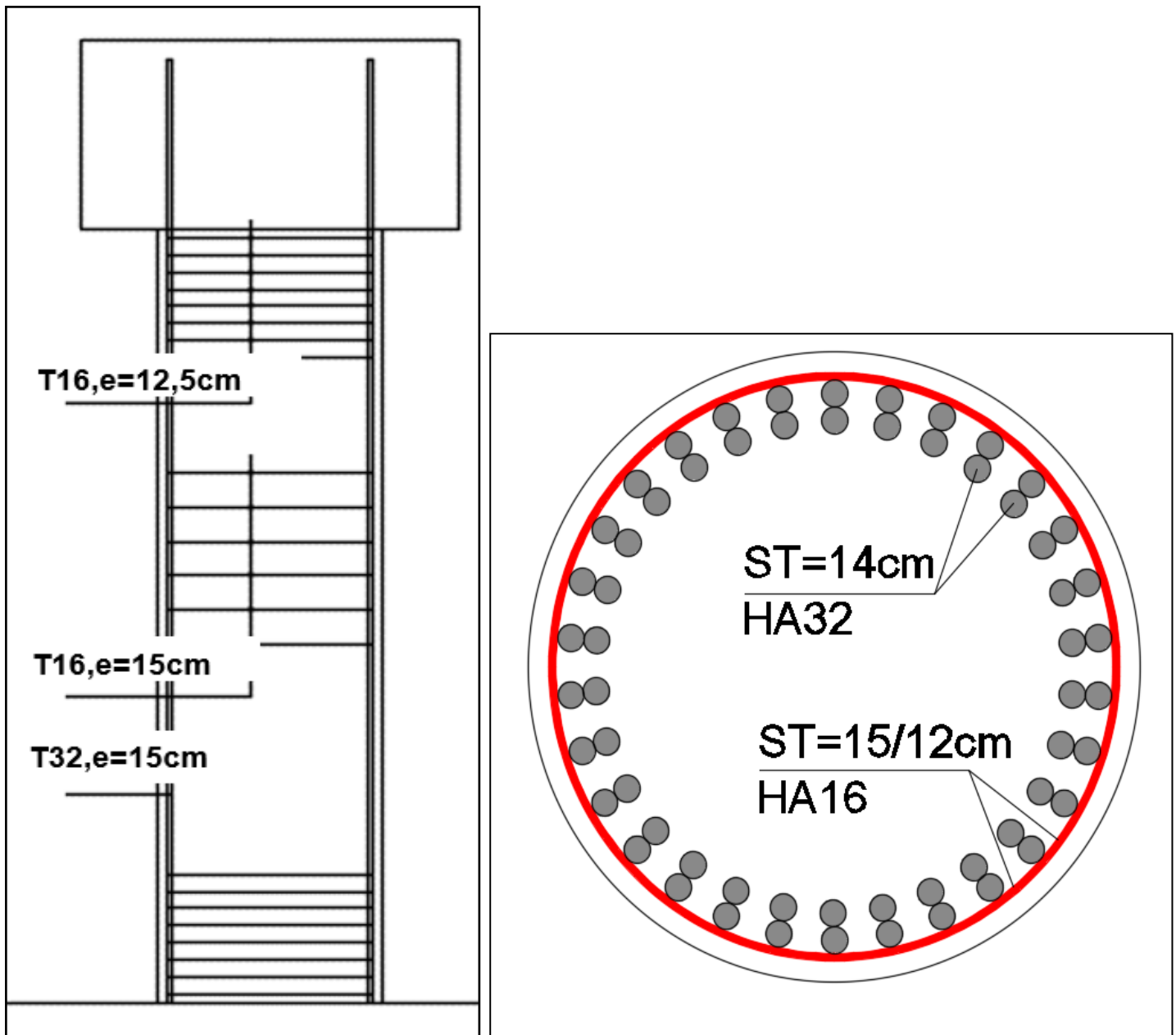


Figure IX. 7 : Ferrailage de fût

IX.2.4.3. Etude de fondation

- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologiques et géotechniques fournis par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 16m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1.2m$.

▪ Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

On opte trois files de trois pieux au niveau des piles et des culées.

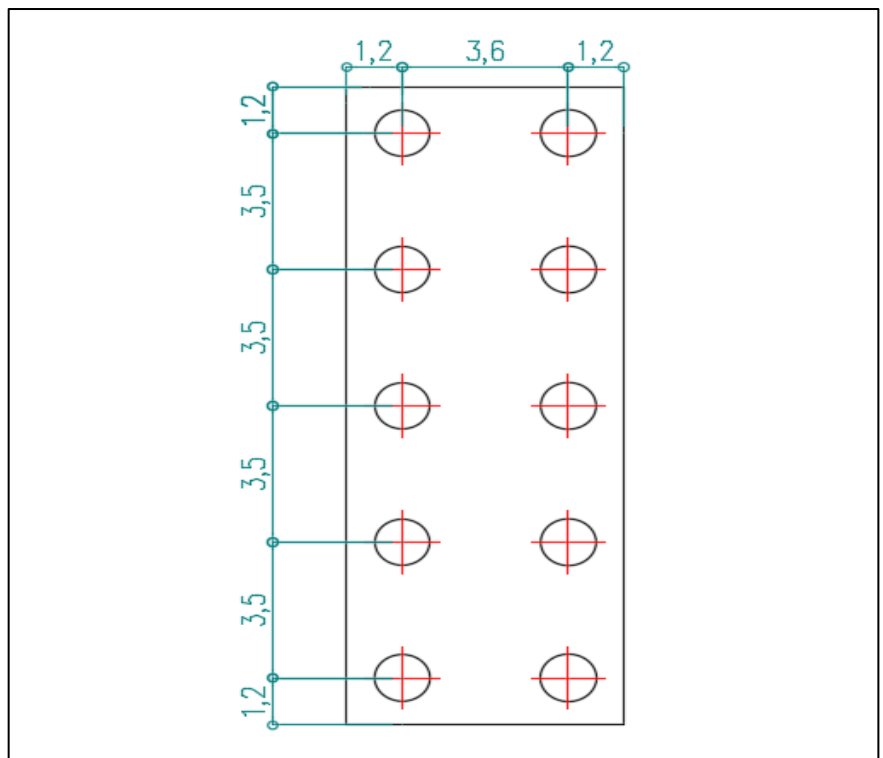


Figure IX. 8 : Plan de disposition des pieux sous la semelle

▪ Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y^2}$$

Avec :

- N_i : Effort normal maximal / minimal.
- n : Nombre de pieu.
- M : Moment maximal.
- y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau IX. 12 : Effort revenant à chaque pieu

	Combinaisons	$N_{\max}(\text{KN})$
ELU	1.35G+1.6Bc	2277.87
ELS	G+1.2Bc	1623.85
ELA	G+E	1624.06

▪ Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

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

Avec :

L : entraxe des deux files de pieux, L=3.5 m.

b : diamètre de fut, b=1.5 m.

d : hauteur utile de la semelle h=H-0.1=1.4m.

$$\begin{aligned} \text{On a: } h &\geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \implies h = 1.4 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.375 \text{ m} \\ \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}, \alpha = 45.5^\circ \implies \text{Les conditions sont vérifiées.} \end{array} \right. \end{aligned}$$

▪ **Armatures transversales inférieures :**

$$A_{\text{inf}}^t = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau IX. 13 : Calcul la section d'acier

N _i (MN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _{tinf} (cm ²)
2.02	333.33	13

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, auront pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \varnothing_{\text{pieu}} = 2.6 \text{ m.}$$

Donc : A_{tinf} = 22.5 cm²/ml selon RPOA

On prend 7 **HA25/ml** (A_s = 34.36 cm²) avec :ST=15 cm.

▪ **Armatures longitudinales inférieures :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux.

$$A_{\text{inf}}^l = \frac{1}{3} \times A_{\text{tinf}} = 11.45 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 7 \text{ HA16/ml} (A_s = 14.07 \text{ cm}^2) \text{ avec :ST=15 cm.}$$

▪ **Armatures de construction :**

- Armatures transversales supérieures :

$A_{sup}^{t} = \frac{1}{4} \times A_{inf}^{t} = 8.59 \text{ cm}^2$ On prend **7 HA14/ml** ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2$) avec : $ST=15 \text{ cm}$.

▪ **Armatures latérales :**

$A_{lat} = \frac{1}{10} \times A_{inf}^{t} = 3.43 \text{ cm}^2$ On prend **5HA12** ($A_s = 11.31 \text{ cm}^2$) avec : $ST=25 \text{ cm}$.

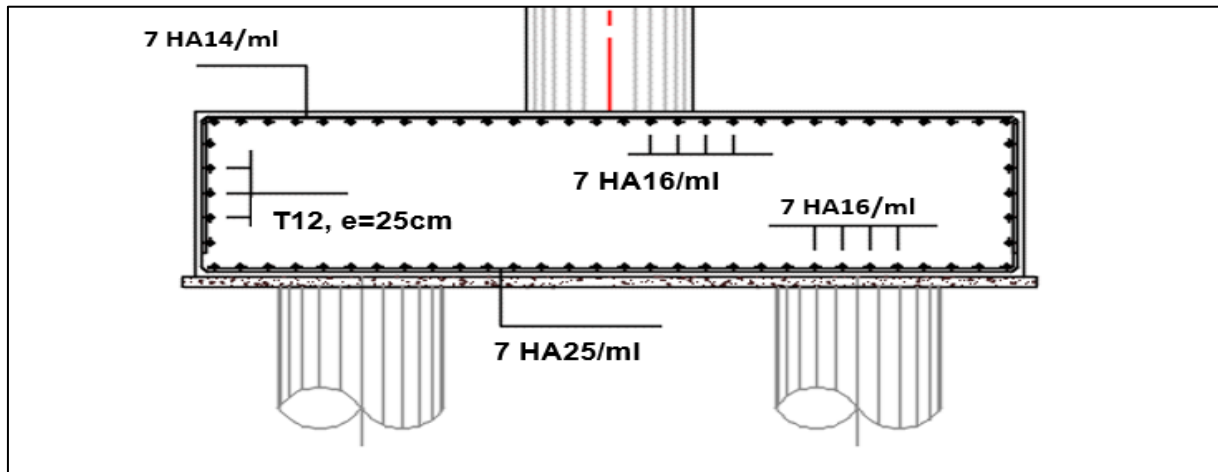


Figure IX9 : Ferrailage de la semelle

IX.2.4.4. Ferrailage des pieux

- Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4}{dx^4} + C_u + by = 0$$

Avec :

- b : diamètre du pieu ; $b = 1.2 \text{ m}$.
- C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$.
- y : déplacement en tête du pieu.
- I : moment d'inertie du pieu, $I = 0.101 \text{ m}^4$

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u}}$

Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \frac{1}{\alpha}, \alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u}} = 0.228\lambda \times l = 3.647 \text{ (l: hauteur du pieu } 16\text{m)}.$$

- Effort tranchant en tête de pieu :

$$\bar{P} = \frac{H_{max}}{n}$$

ELS: $H_{max} = 549.7 \text{ KN} \longrightarrow \bar{P} = 54.97 \text{ KN}$

ELU : $H_{max} = 757.60 \text{ KN} \longrightarrow \bar{P} = 75.76 \text{ KN}$

- Moment fléchissant par la méthode de WARNER :

Le moment en tête du pieu donné par :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Détermination des paramètres de WARNER $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

Tableau IX. 14 : les paramètres de WARNER

$\lambda \times l$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

On a : $\lambda \times l = 3.647$ Par interpolation on trouve : $\chi_{\theta P} = 1.22$ et $\chi_{\theta M} = 1.52$

Les valeurs du moment : ELS : $\bar{M} = 160.72 \text{ KN}$
 ELU : $\bar{M} = 220.53 \text{ KN}$
 ELA : $\bar{M} = 2158.73 \text{ KN}$

- Ferraillage de pieu :

Le ferraillage de pieu est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 (détaillés à l'Annexe B).

- **Section d'acier :**

$A_s = 113.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Donc : on prend 24 **HA25** ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$)

Avec : $ST = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales :** On prend : 1 cercle **HA16**

Avec : $ST = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique
 $ST = 20 \text{ cm}$ dans la zone courant

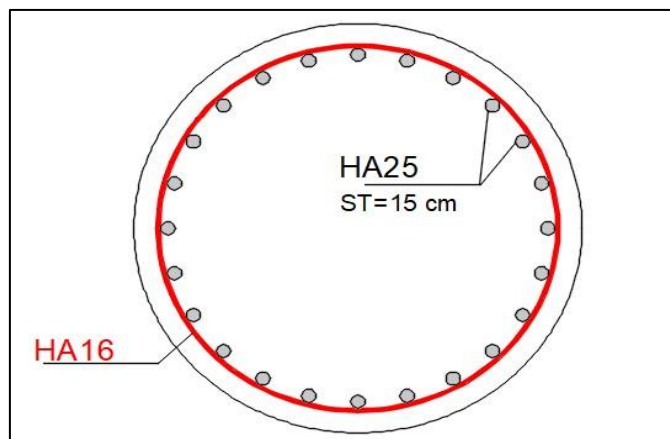


Figure IX. 10 : Ferraillage de pieu

X.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée représente l'appui d'extrémité du pont, elle est constituée de plusieurs éléments dont le but est d'assurer l'accès à l'ouvrage en respectant l'exigence de sécurité (transmission des efforts, stabilité) et de service (limitation de déplacement horizontaux en tête).

X.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès a l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée.

IX.3.1. Pré dimensionnement de la culée

Tableau IX. 15 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.	L= 16.95 m H= 2.55 m $e \geq \text{Max} (0.30 \text{ m}, H/8)$; e =0.35 m
Mur de frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	L= 16.95m H= 4.3 m e= 1.50 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	e=0.6 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze.	l=16.34m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide.	l=5 m e=0.3 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.	L=16.40 m l=6 m e=1.5 m

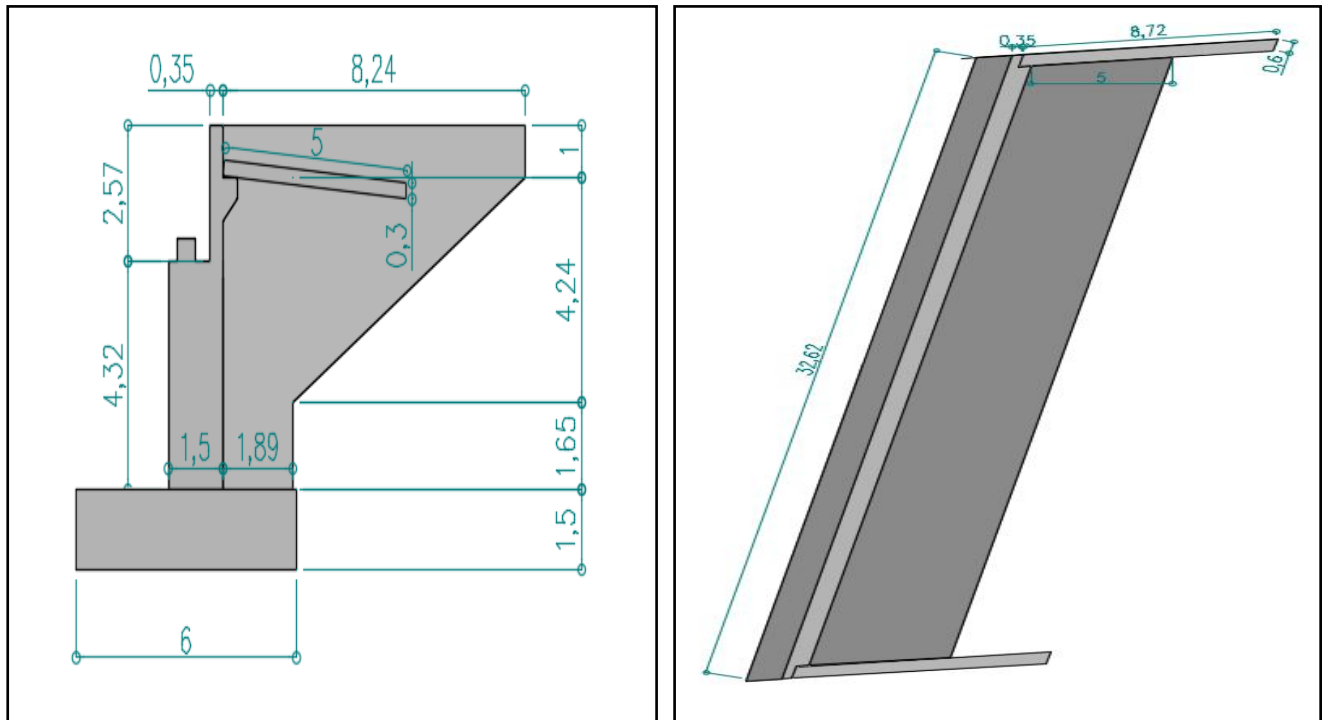


Figure x.11 : dimensions de la culée

IX.3.2. Evaluation des efforts dus aux poussées

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

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

Avec : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ poids volumique de terre.

IX.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée θ :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$).
- β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal .

Dans les conditions normales ($\beta = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$), On prend :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad K_a = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0.33$$

IX.3.3. Evaluation des efforts statiques agissant sur la culée

Les efforts et les moments agissants sur la culée sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX. 16 : Effort dû aux charges permanentes

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3690,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur F	2733,19	/	0,26	3,66	705,44	/
DDT	305,44	/	3,42	7,36	1043,53	/
Mur en R	978,00	/	4,03	5,93	3939,38	/
Corbeau	98,04	/	1,19	7,08	116,34	/
MGG	379,98	/	0,83	7,10	316,67	/
Poids des Terres Amont	3176,50	/	1,97	4,36	6248,80	/
Poids des T sur DDT	1294,13	/	3,42	7,36	4421,39	/
Poussée Mur Frontal	/	0,00	/	-3,54	/	0,00
Poussée des terres	/	3416,11	/	-2,80	/	-9553,73
Poids Sur 10kN/m ²	469,29	/	1,95	/	915,12	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	452,41	/	-4,20	/	-1897,84

Tableau IX. 17 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	5579,90	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1777,78	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1625,37	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1077,53	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	73,63	/	-5,80	/	-427,06
HT°	/	75,91	/	-5,80	/	-440,26
Frein Al	/	84,21	/	-5,80	/	-488,39
Frein Bc	/	180,00	/	-5,80	/	-1044,00

IX.3.4. Etude des éléments de la culée

▪ **Etude de mur frontal :**

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

Les efforts et les moments agissant sur le mur frontal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 18 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2733,19	/	0	2,16	0,00	/
DDT	305,4375	/	0,95	5,89	290,17	/
Mur en R	0	/	0	0	0,00	/
Corbeau	98,04	/	0,928	5,577	90,98	/
MGG	379,98	/	0,83	5,6	315,38	/
Poids des T sur DDT	1294,13	/	0,95	5,89	1229,42	/
Poussée Des Terres	/	3416,11	/	-1,963333	/	-6706,972
Poussée Sur 10kN/m ²	/	317,6006	/	-2,945	/	-935,3337
Rg	5579,90	/	-0,26	/	-1450,77	/
R(AI)	1777,78	/	-0,26	/	-462,22	/
Rbc	1625,37	/	-0,26	/	-422,60	/
RMc120	1077,53	/	-0,26	/	-280,16	/
RD240	1778,82	/	-0,26	/	-462,49	/
RST	0,00	/	-0,26	/	0,00	/
Hf+r	/	73,63	/	-4,30	/	-316,61
HT°	/	75,91	/	-4,30	/	-326,40
Frein AI	/	84,21	/	-4,30	/	-362,08
Frein Bc	/	180,00	/	-4,30	/	-774,00

▪ **Combinaison des efforts :**

Tableau IX. 19 : Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max

	Combinaisons	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELU	1.35G+1.6Bc+0,9 H _T + 1.35 H _{f+R}	981.00	-651.84
ELS	G+1.2Bc+0,6 H _T +H _{f+R}	728.09	-482.61
	Combinaisons	T(KN/ml)	
ELU	1.35G+0.9 H _T +1.35 H _{f+R}	311.95	

▪ **Ferraillage de mur frontal :**

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier $A_s = 15\text{cm}^2 \Rightarrow$ Donc : on prend **5HA20/ml**($A_s = 15.71\text{ cm}^2$)

avec :ST=20cm.

Armatures de construction : $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{15}{3} = 5\text{ cm}^2$

on prend \longrightarrow **5HA14/ml**($A_{s1} = 7.70\text{ cm}^2$) avec :ST=20 cm.

Armatures transversales :

On prend **5HA12/ml** ($A_{sT} = 5.65\text{ cm}^2$) avec :ST=20 cm.

▪ Etude de la dalle de transition :

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

Tableau IX. 20 : Evaluation des efforts agissant 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	1,92	6	4,8
Remblai	19,8	61,875	49,5
Surcharges	10	31,25	25

▪ **Combinaison des efforts :**

Tableau IX. 21 : Combinaison des efforts

	Combinaisons	M (KN.m/ml)	V (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	173.27	138.62
ELS	G+1.2Q	128.81	103.05

▪ **Ferraillage de la dalle de transition :**

Le ferraillage de la dalle de transition est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillé à l'Annexe B).

Section d'acier $A_s = 23.9 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **5HA25/ml** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$)

avec : $ST=20\text{cm}$. Armatures de construction : $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{17.25}{3} = 5.97 \text{ cm}^2$

→ on prend **5HA14/ml** ($A_{s1} = 7.70 \text{ cm}^2$) avec : $ST=20 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $A_{sT} = \frac{A_s}{4} = \frac{17.25}{4} = 4.48 \text{ cm}^2$

On prend → **5HA12/ml** ($A_{sT} = 5.65 \text{ cm}^2$) avec : $ST=20 \text{ cm}$.

▪ Etude du Corbeau :

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

▪ **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des charges permanentes :

$$R_{per} = \frac{(7.5+1.92+19.2) \times 5}{2} = 73.05 \text{ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais : $R_{sur-rem} = 10 \times 5 = 25 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaison des actions :**

ELU : $R_{ELU} = 1.35 R_{per} + 1.6 R_{sur-rem} \Rightarrow R_{ELU} = 138.62 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_{ELS} = R_{per} + 1.2 R_{sur-rem} \Rightarrow R_{ELS} = 103.05 \text{ KN/ml}$

▪ **Ferraillage du Corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier $A_s = 10.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Donc : on prend **5HA20/ml** ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec : $ST=20\text{cm}$.

▪ Etude de mur garde grève :

▪ **Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

$$M_{PT} = \frac{P \times h}{3}, \text{ avec : } P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 L$$

Tableau IX. 22 : Calcul de moment des poussées des terres

Ka	γ (KN/m ³)	h (m)	L (m)	P (KN)	M _{PT} (KN.m)	M _{PT-ELU} (KN.m)	M _{PT-ELS} (KN.m)
0.33	18	2.55	1	19.31	16.42	1.35M _p =22.16	M _p =16.42

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}, P = 60 \text{ KN}$$

μ : Coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à L'ELU et 1.2 à L'ELS

$$M_{f-ELU} = 91.51 \text{ KN/m}$$

$$M_{f-ELS} = 68.54 \text{ KN/m}$$

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

$$MP = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} = dx, \text{ avec : } K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

- γ : Coefficient de pondération, égale à : **1.6** à ELU **1.2** à ELS.

- b_c : coefficient de pondération du système Bc, $b_c = 1.2$.

- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai, $\delta = 1.061$.

- $Ka = 0.33$.

- h : hauteur de mur garde grevé, $h = 2.55 \text{ m}$.

$$K_{ELS} = 0.33 \times 1 \times 1.061 \times 1.2 = 0.672$$

$$K_{ELU} = 0.33 \times 1 \times 1.061 \times 1.6 = 0,504$$

Le tableau suivant explicite les valeurs de M_p/K pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau IX. 23 : Les valeurs de M_p/K

h (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/K (t.m)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation, on obtient pour $h = 2.55 \text{ m}$: $M_p/K = 8.65 \text{ t.m}$

$$M_{p-ELU} = M_p/K \times K_{ELU} = 58.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{p-ELS} = M_p/K \times K_{ELS} = 43.63 \text{ KN.m}$$

- **Combinaison des actions :**

$$M_{ELU} = 171.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELS} = 128.68 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage du mur garde grève :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple. Le ferraillage du mur garde grève est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillé en Annexe).

Section d'acier $A_s = 19.5 \text{ cm}^2$ Donc : \longrightarrow on prend **5HA25/ml** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$)

avec : $ST=20\text{cm}$.

Armatures de construction : $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{24.54}{3} = 8.18 \text{ cm}^2$

on prend \longrightarrow **5HA16/ml** ($A_{s1} = 10.05 \text{ cm}^2$) avec : $ST=20 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $A_{sT} = \frac{A_s}{4} = \frac{24.54}{4} = 6.14 \text{ cm}^2$

On prend **5HA14/ml** ($A_{sT}=7.70 \text{ cm}^2$) avec : $ST=20 \text{ cm}$.

- Etude de mur en retour :

Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Robot.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présent sur la figure ci-après :

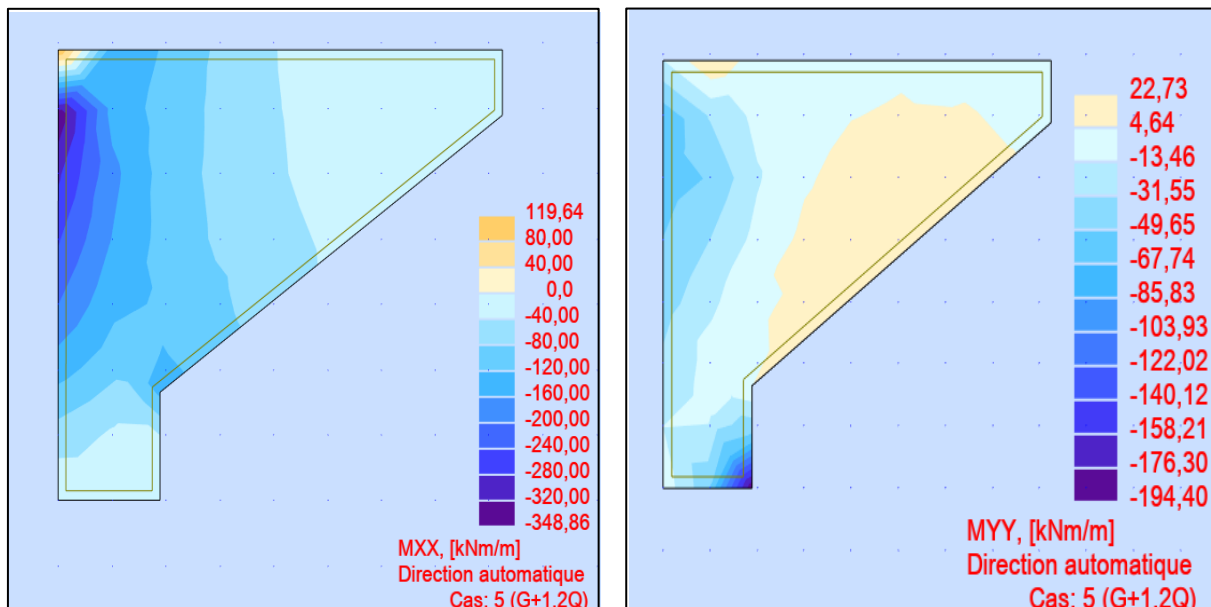


Figure IX. 12 : Les sollicitations sur le mur en retour à L'ELS

$$M_{XX} = -240 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{YY} = -140 \text{ kN.m/ml}$$

- **Ferraillage de mur en retour :**

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot (détaillé à l'Annexe B), en flexion simple à l'ELS :

- Ferraillage horizontal $A_s = 19.2 \text{ cm}^2$ (**3HA25+2HA20**; $A_s=21.55\text{cm}^2/\text{ml}$, $ST=15 \text{ cm}$)
- Ferraillage vertical $A_s = 11 \text{ cm}^2$ (**3HA20+2HA16**; $A_s=13.44\text{cm}^2/\text{ml}$, $ST=15 \text{ cm}$)

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de constructions de répartitions suivantes :

- Ferraillage horizontal $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{21.5}{3} = 7.18\text{cm}^2$ (**5HA16**; $A_{s1}=10.05\text{cm}^2/\text{ml}$, $ST=15 \text{ cm}$).
- Ferraillage vertical $A_{s1} = \frac{A_s}{4} = \frac{21.5}{4} = 5.38\text{cm}^2$ (**5HA12**; $A_s=7.65\text{cm}^2/\text{ml}$, $ST=15 \text{ cm}$).

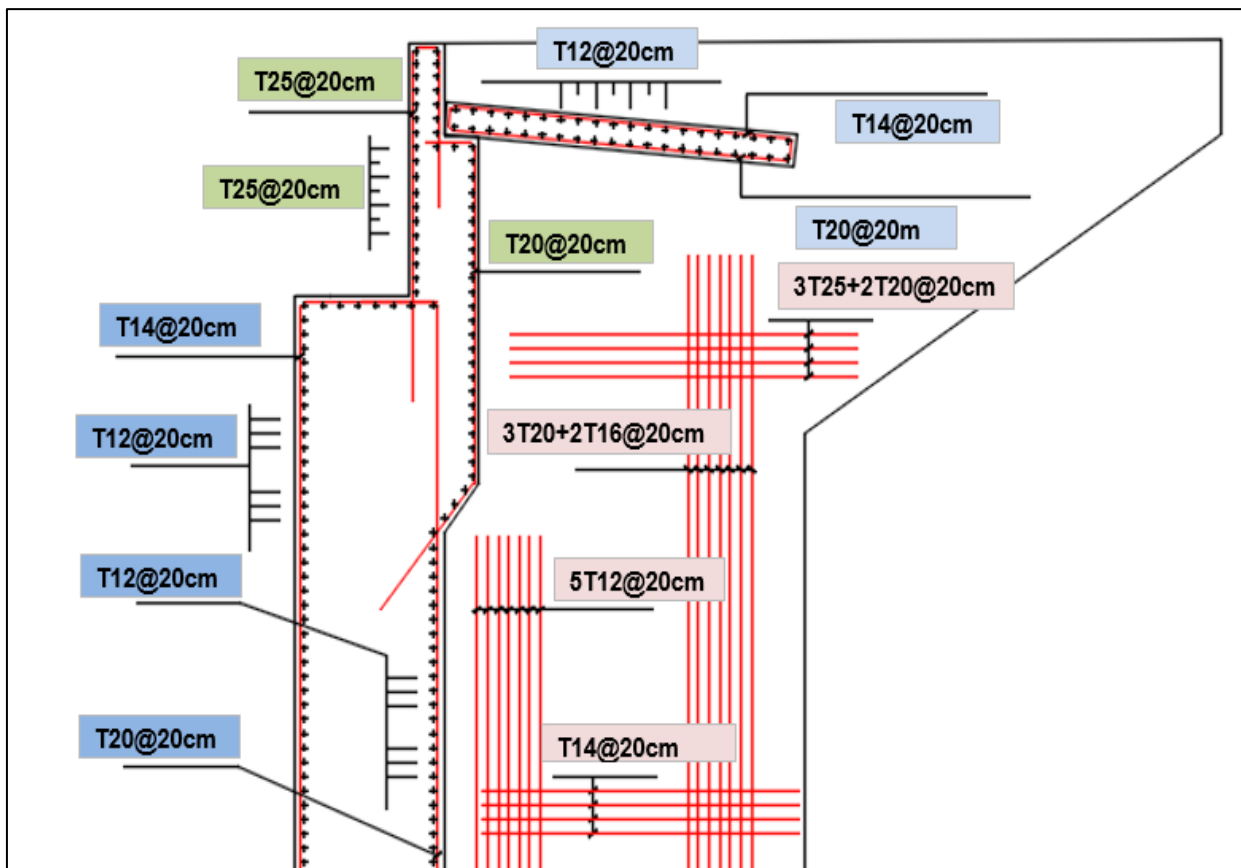
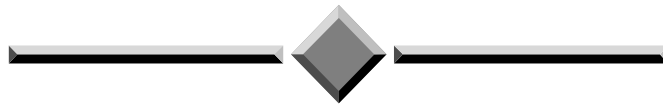


Figure IX.13 : Ferraillage de la culée

IX.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et détermination du ferraillage de la pile et la culée qui permette d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établie est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (E.N.S.T.P).

Ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des ouvrages d'art, qui ne se limite pas au calcul mais aussi à son bon sens de réflexe et son intuitivité d'adopter les solutions à des problèmes existants de la meilleure façon possible, en tenant compte de l'économie et de la sécurité tout en respectant le règlement.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire, nous a donné l'opportunité de côtoyer les ingénieurs et les spécialistes expérimentés dans le domaine des ouvrages d'art. Ce fût une première étude pour nous, parmi tant d'autres (nous l'espérons), en tant qu'élèves ingénieurs, car elle nous a permis d'acquérir une certaine expérience que nous comptons mettre en œuvre dans le monde professionnel.

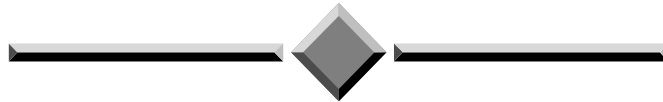
BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

- BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- BENMANSOUR, N, Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts, Thèse de doctorat en génie civil, Université Abou Bakr Belkaid- TLEMCEM, 2013 p.37-40.
- BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- 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 bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Dr. Abdelkader ZENATI (2006) « Ouvrages courants en zones sismiques guide de conception & d'application du règlement RPOA ». p.19-25.
- Guide RPOA, *ouvrages courants en zones sismiques guide de conception & d'application du règlement RPOA*, Algérie, 2006.
- Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.
- RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
- RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.

ANNXE A
RESULTAS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES



ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

LOG DE SONDAGE									
Projet PENETRANTE BEJAIA, OA 6/1 No SC1 Localisation OUED SOUMMAM PK 27+449 Profondeur 35									
X=	Y=	Z=	Date						
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	SPT	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V	Terre végétale						
-1.			Alluvions fines formées de limons, sable et argiles						
-2.									
-3.									
-4.		E1							
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.		E2							
-11.									
-12.									
-13.			Alluvions grossières formées de galets, cailloux, graves et sable						
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.	75%								
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									
-26.									
-27.									
-28.									
-29.									
-30.									
-31.									
-32.									
-33.									
-34.									
-35.									



BELLOUL ABDELALIM
TITOUCHE AREZKI

Etalonnage :

ETAL 05- 5/1

Calibrage : CAL-1-5/1

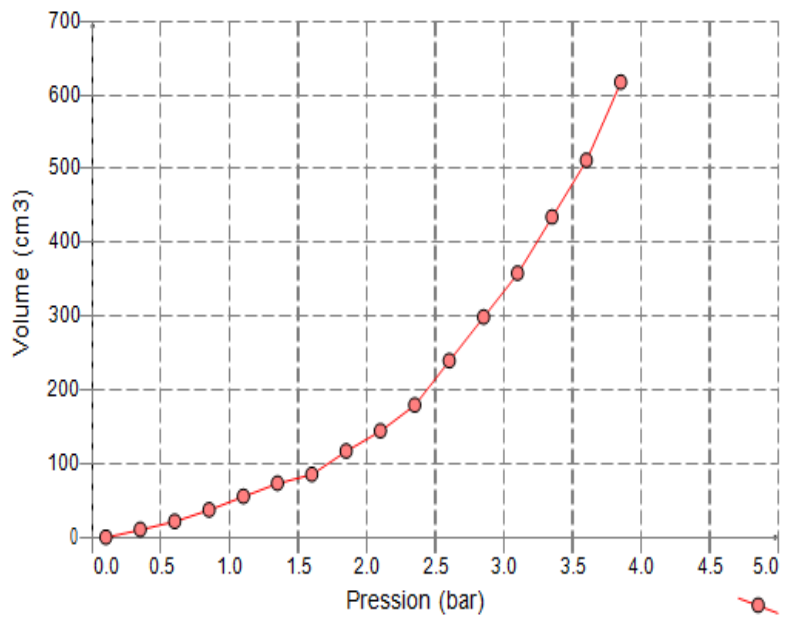
Date début: 24/08/2014

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

PeL: 0,37



Essais préssiométriques

Cote : 3

Etalonnage : ETAL 05-5/1

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

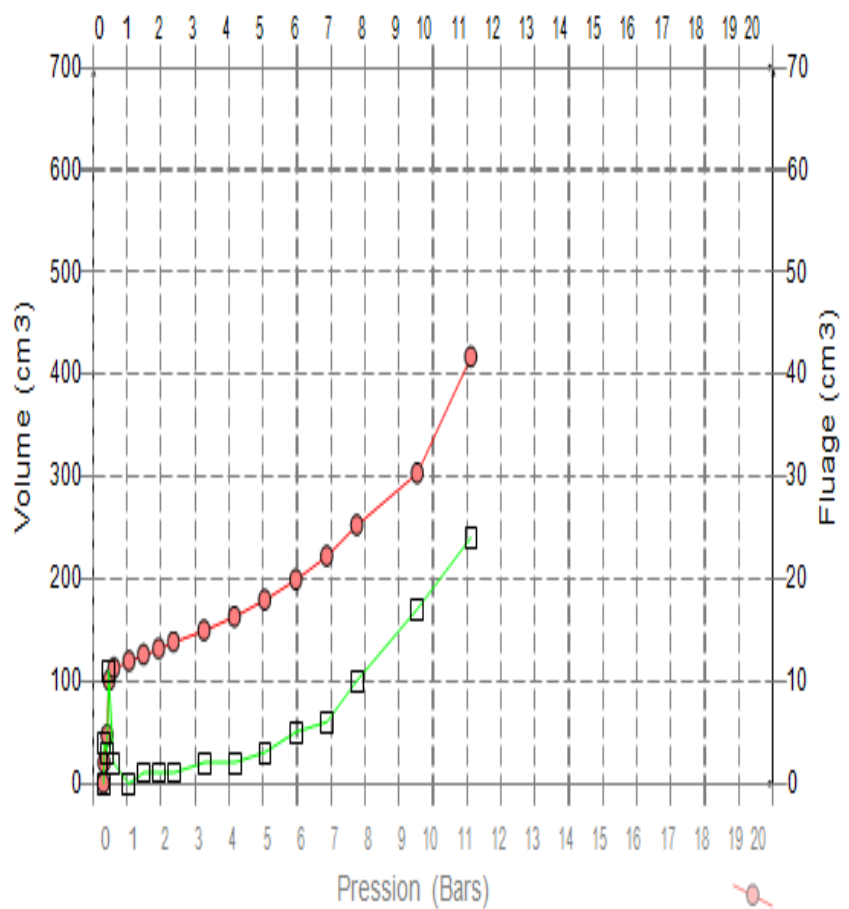
Em: 12,34

Pf: 0,51

PI: 1,26

Em/PI: 9,80

óHS: 0,03



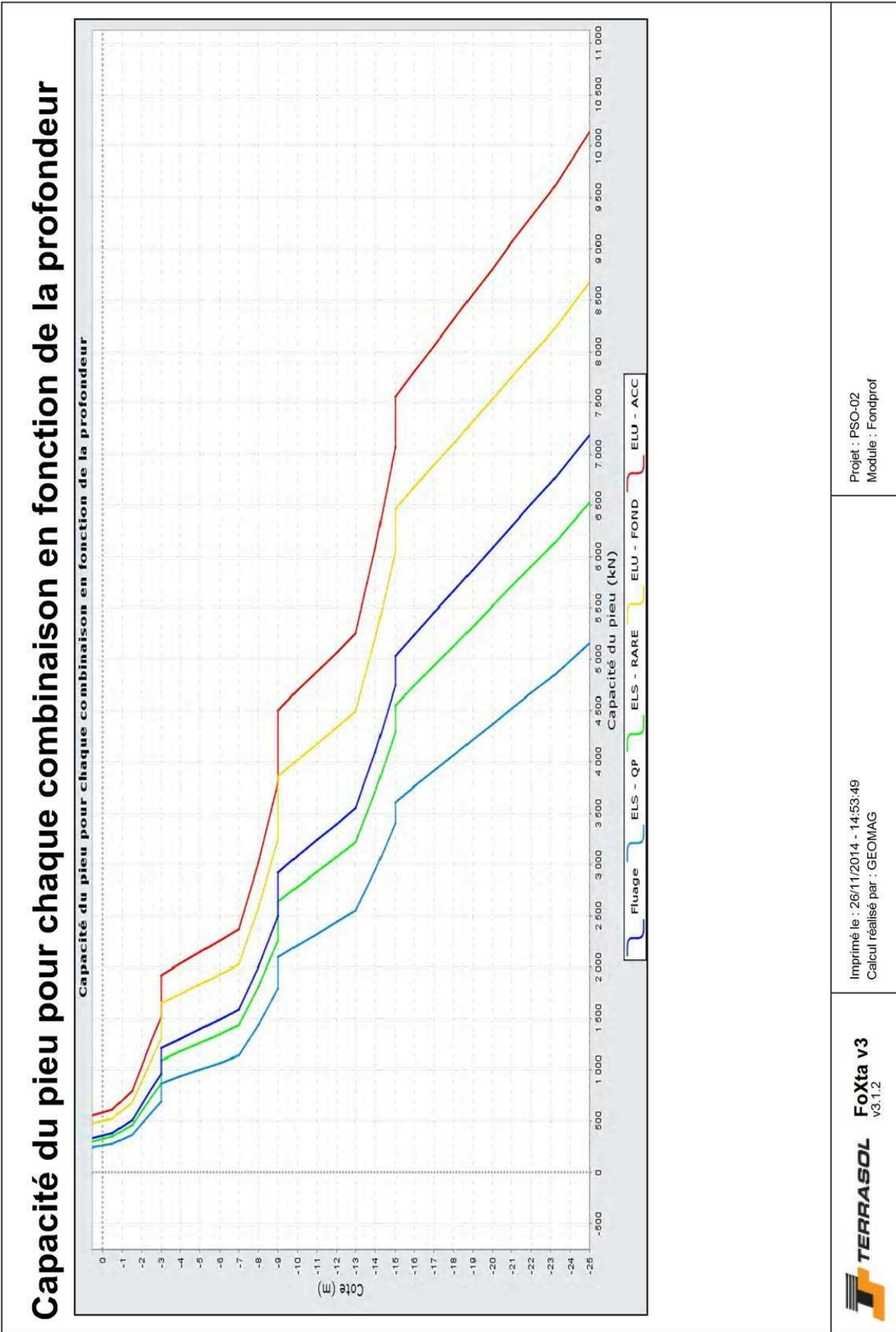
ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Justification de la portance du sol : PILE

Programme FondProf v2.4.0		(c) TERRASOL 2013									
File : D:\MON DOSSIER\PROJET BEJAIA-SAPTA\OA-5-1\calcul\portance 5-1\PSO-02\PSO-02\PSO-02[FP].resu											
Calcul réalisé le : 26/11/2014 à 11h28											
par : GEOMAG											
Options du calcul :											
- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard											
- calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V											
- profil de pression limite p_1^* défini par couche											
Choix des coefficients de pondération :											
- selon Fascicule 62											
- pour pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol											
- pour pieu travaillant en compression											
Combinaisons	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC						
Prottement	0.700	0.500	0.640	0.710	0.830						
Pointe	0.500	0.360	0.450	0.710	0.830						
Cote de référence : 0.500											
Section du pieu : 1.131											
Périmètre : 3.770											
Caractéristiques des couches (données utilisateur)											
couche	base	p_1^*	kp	rho_p	qs	rho_s					
01	-3.00	590.00	1.00	1.00	18.35	1.00					
02	-9.00	1670.00	1.10	1.00	35.42	1.00					
03	-15.00	3230.00	1.20	1.00	59.82	1.00					
04	-25.00	4940.00	1.20	1.00	80.00	1.00					
05	-30.00	5040.00	1.20	1.00	120.00	1.00					
06	-35.00	5110.00	1.20	1.00	120.00	1.00					
Pas du calcul : 1.00											
***** ***SOLUTION*** *****											
Calcul à longueur imposée : L = 25.50											
couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	0.50	18.35	590.0	1.000	0.0	667.3	333.6	240.2	300.3	473.8	553.8
01	-0.50	18.35	590.0	1.000	69.2	667.3	382.1	274.8	344.5	522.9	611.3
01	-1.50	18.35	725.0	1.000	138.4	820.0	506.8	364.4	457.5	680.4	795.4
01	-2.50	18.35	1175.0	1.000	207.5	1328.9	809.7	582.2	730.8	1090.9	1275.2
01	-3.00	18.35	1400.0	1.000	242.1	1583.4	961.2	691.1	867.5	1296.1	1515.2
02	-3.00	35.42	1670.0	1.100	242.1	2077.6	1208.3	869.0	1089.9	1647.0	1925.4
02	-4.00	35.42	1670.0	1.100	375.7	2077.6	1301.8	935.8	1175.3	1741.8	2036.2
02	-5.00	35.42	1670.0	1.100	509.2	2077.6	1395.2	1002.5	1260.8	1836.6	2147.0
02	-6.00	35.42	1670.0	1.100	642.7	2077.6	1488.7	1069.3	1346.3	1931.4	2257.9
02	-7.00	35.42	1670.0	1.100	776.2	2077.6	1582.2	1136.1	1431.7	2026.2	2368.7
02	-8.00	35.42	2190.0	1.100	909.8	2724.5	1999.1	1435.7	1808.3	2580.3	3016.5
02	-9.00	35.42	2840.0	1.100	1043.3	3533.2	2496.9	1793.6	2257.6	3249.3	3798.5
02	-9.00	35.42	2840.0	1.100	1043.3	3533.2	2496.9	1793.6	2257.6	3249.3	3798.5
03	-9.00	59.82	3230.0	1.200	1043.3	4383.7	2922.1	2099.8	2640.4	3853.1	4504.4
03	-10.00	59.82	3230.0	1.200	1268.8	4383.7	3080.0	2212.5	2784.7	4013.3	4691.6



Imprimé le : 26/11/2014 - 14:53:49
Calcul réalisé par : GEOMAG
Projet : PSO-02
Module : Fondprof



Projet : PSO-02
Module : Fondprof

Imprimé le : 26/11/2014 - 14:53:49
Calcul réalisé par : GEOMAG

FoXta v3
v3.1.2

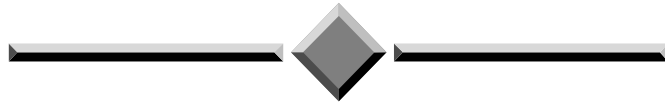


Donn. 7/2

طرابلس، ليبيا
National School of Earth and Geotechnical Engineering

ANNXE B

FERRAILLAGE



Ferrailage de l'Hourdis 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 mod. 99

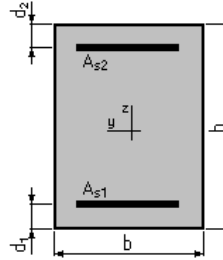
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	53,73	0,00
Etat Limite de Service	40,29	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,6$ (cm²)

théorique $\rho = 0,45$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 53,73$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,90$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 40,29$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de l'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 mod. 99

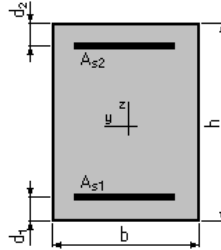
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	64,77	0,00
Etat Limite de Service	48,59	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 2,6$ (cm²)

théorique $\rho = 0,55$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 64,77$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,41$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 48,59$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du chevêtre Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

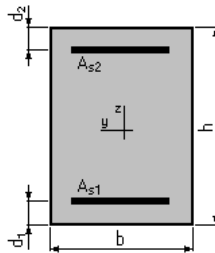
2. Section:

$b = 255,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 7,0$ (cm)

$d_2 = 7,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3587,95	0,00
Etat Limite de Service	2664,46	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 80,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 36,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,22$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 3587,95$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 11,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 138,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,85$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 2664,46$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 32,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 132,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\text{lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage du chevêtre 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 mod. 99

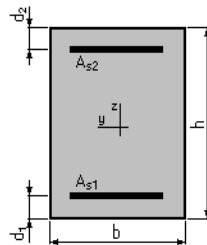
2. Section:

$b = 255,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 7,0$ (cm)

$d_2 = 7,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1483,16	0,00
Etat Limite de Service	1101,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 36,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\text{min}} = 36,5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,10$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1483,16$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,51 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 141,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,37$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 1101,41$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,12

Position de l'axe neutre: $y = 22,7$ (cm)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 135,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 14,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du chevêtre Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

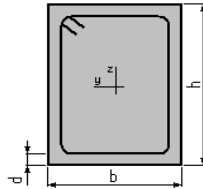
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$b = 255,0$ (cm)
 $h = 150,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3402,85	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,9$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 16,4$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)

Cadres: $1 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 9,9$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $5 + 15 \cdot 9 + 2 \cdot 10 + 1 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 35 + 10 \cdot 40$ (cm)

Ferrailage longitudinal des fûts (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

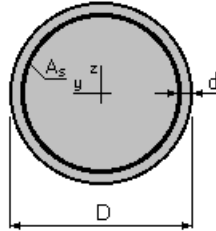
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	7092,70	1776,80	0,00
2.	ELS	5262,58	1467,97	0,00
3.	ELA	4825,52	9855,07	9366,30

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 471,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 35,3$ (cm²)

théorique $\rho = 2,67$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 883,6$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 7092,70 (kN)** **M_y = 1776,80 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 131,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 86,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,36$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 72,7$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 5262,58 (kN)** **M_y = 1467,97 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,39

Position de l'axe neutre: $y = 135,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 4,5$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 68,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Cas N^o 3: Type ELA N = 4825,52 (kN) M_y = 9855,07 (kN*m) M_z = 9366,30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 58,3 (cm)
Bras de levier: Z = 117,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,19 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 500,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferrailage transversal des fûts (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

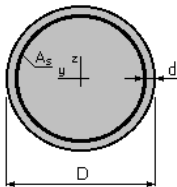
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

D = 150,0 (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.	ELA	1997,87	4825,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,3 (MPa)
Contrainte tangente limite τ_{u,lim} = 2,7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm²)
Cadres: 2 Ø 16
Espacement : S_t = 28,9 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : S_{t,max} = 40,0 (cm) 13 + 4*25 + 1*35 (cm)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Ferrailage des pieux (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

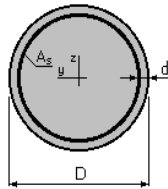
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2277,87	220,53	0,00
2.	ELS	1623,85	220,53	0,00
3.	ELA	1627,06	2158,73	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,1$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 565,5$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 113,1$ (cm ²)		
	$\rho = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,50$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 2277,87 (kN)** **M_y = 220,53 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7,57 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 120,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 62,0$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,48$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 1623,85 (kN)** **M_y = 220,53 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7,03
Position de l'axe neutre: $y = 131,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 67,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 32,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Cas N^o 3: Type ELA N = 1627,06 (kN) M_y = 2158,73 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,60 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 38,0 (cm)
Bras de levier: Z = 96,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,06 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 500,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferrailage de mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

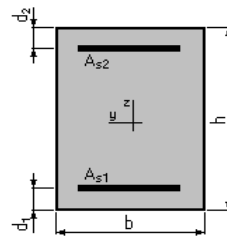
1. Hypothèses:

Béton: f_{c28} = 27,0 (MPa) Acier: f_e = 500,0 (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul en poutre
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d₁ = 7,0 (cm)
d₂ = 7,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	981,00	-651,84
2.	ELS	728,09	-482,61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm²) Section théorique A_{s2} = 14,3 (cm²)
Section minimum A_{s min} = 14,3 (cm²)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 981,00 (kN) M = -651,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,03 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 53,4 (cm)
Bras de levier: Z = 121,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,87 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Cas N° 2: Type ELS $N = 728,09$ (kN) $M = -482,61$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,99
Position de l'axe neutre: $y = 62,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 122,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 24,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de la dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

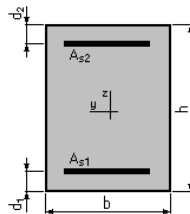
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	173,27	0,00
Etat Limite de Service	128,81	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,96$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 173,27$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (%)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6,82$ (%)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 128,81$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

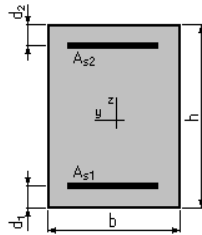
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (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)	171,84	0,00
Etat Limite de Service	128,68	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 19,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s, min} = 3,4$ (cm²)

théorique $\rho = 0,65$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 171,84$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,99$ (‰)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 128,68$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 10,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 26,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du Corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)

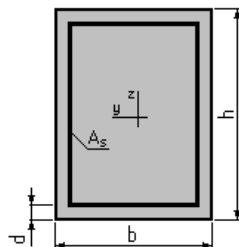
1. Hypothèses:

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 après 90 jours
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	138,62
Etat Limite de Service	138,62
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3500,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3234,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 357291,7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2916666,7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 10,1$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 29,7$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,74$		N_u (béton seul)	$= 4806,02$	(kN)

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Béton:

$$\sigma (ELS) = 0,4 \text{ (MPa)}$$
$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 175,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,46 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,31 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Ferrailage horizontal de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

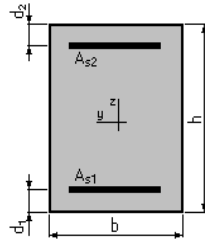
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

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 mod. 99

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:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-240,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 19,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

ANNEXE B : FERRAILLAGE

Cas ELS $M_{max} = -240,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage horizontal de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

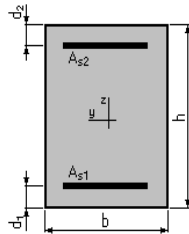
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-140,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 11,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = -140,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)