

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et étude d'un pont à poutres
en béton armé sur le contournement SUD
à Ouled El Hadj**

Présenté par :

BOUKLOUCH Imene

Encadré par :

Dr AMIEUR Mohamed
Mme MEKKI Naima

Promotion 2019 /2020



Remerciements

Nous tenons dans un premier temps à remercier DIEU tout puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de nous avoir permis d'en arriver là.

Nous adressons nos vifs remerciements à mes encadreur : Mr AMIEUR MOHAMMED et Mme MEKKI NAIMA ; *pour m'avoir encadré et pour ses précieuses collaborations et ces conseils* durant toutes les phases de ce mémoire et tous qu'a me donné coup de main

Mr DERRADJI.A et Mr Taki.H.

J'adresse également ma fronde gratitude aux enseignements de l'école nationale supérieure de travaux publics.

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

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration d ce mémoire



DEDICACES

*J'ai le grand honneur de dédier ce modeste travail
À ceux qui m'ont toujours bercé de l'amour
Sans leur soutien et leur affection
Ma raison de vivre, ma vie*

Ma mère

*Qui a tout fait pour que j'y sois arrivée.
À la grande et belle figure de respect et de responsabilité*

Mon père

*Je le dédie particulièrement à mes sœurs, et tous les membres de ma famille
petits et grands.*

*À mes encadreurs, Mr « Amieur Mohammed » et Me « Mekki Naima »,
À tous mes amis et mes proches*

*À tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près durant les moments difficiles.
À tous mes collègues de la promotion 2019/2020
À tout qui apporte le sentiment d'amour et de respect pour moi ;*

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم
أجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والقلب لن ينساهم

Bouklouch Imene



ان اختيار تصميم الجسر يعتمد على عدة عوامل اقتصادية، تقنية و بيئية ... ,عملية اتخاذ القرار التي تتم من طرف صاحب المشروع تعتبر مشكلة حقيقية نظرا لتعدد العوامل المؤثرة.

المشروع المنجز في هذه المذكرة هو تصميم ودراسة جسر متعدد العوارض بالخرسانة المسلحة يحمل طريق بلدي مكون من مسارين و الذي سيكون بمثابة ممر علوي فوق طريق اجتياز الجنوبي لولاية غليزان .

يتكون هذا العمل من ثلاثة اجزاء رئيسيه يتمثل الجزء الاول في تقديم موقع انجاز المشروع و خصائصه لتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الاكثر الملائمة . بمجرد ان يختار المتغير نبدأ دراسة عناصر الهيكل ، بداء من السطح حيث نتحقق من قوة الخرسانة و الحديد ، ثم ننتهي مع الركائز (المركزية و الجانبية) حيث يتم تنفيذ دراسة استقرار الأسس.

الكلمات الدلالية: تصميم، جسر، صاحب المشروع، الهيكل الخرسانة المسلحة، الركائز(المركزية و الجانبية)، الأسس.

RESUME

Le choix de la conception du pont dépend de plusieurs facteurs, économique, technique environnemental ... la prise de décision de la part du maître d'ouvrage sur le choix de la variante est une véritable problématique.

Ce présent mémoire propose conception et étude d'un pont à poutres en béton armé qui porte un chemin communal à deux voies et servant comme un passage supérieur de la Rocade Sud de Relizane.

Ce travail est composé de trois parties principales. La première partie consiste à présenter Le site de réalisation de l'ouvrage avec ces caractéristiques pour la conception des variantes.

Dont choisira la plus favorable. Une fois la variante choisie, on effectue l'étude des éléments de l'ouvrage, commençant par le tablier où on définit les armatures actives et passives et on vérifie les contraintes du béton et de l'acier, ensuite on termine par les appuis

(Pile et culée), puis on effectue l'étude de la stabilité des fondations et le dimensionnement de ces éléments.

Mots clés : conception, Pont, maître d'ouvrage, ouvrage, béton armé, pile, culée, fondation.

ABSTRACT

in concrete reinforced the design and study of a road bridge This present memory offers spans that carry a communal path with two ways which will serve as an overpass southren-recade of wilya Relizane.

This project, whose purpose is design and study of Road Bridge, consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization with characteristics for the design of the variants. Once the variant chosen, we begin the study of structure elements, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with, supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation.

Key words: design, Bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, cost, quality, time, management.

NOTATIONS ET SYMBOLES :

B.A : béton armé
 B.P : béton précontraint
 RN : route nationale
 DTP : direction de travaux publics
 l_r : Largeur des trottoirs
 l_u : Largeur utile.
 l_R : Largeur rouable.
 l_c : Largeur chargeable
 ν_p : Coefficient de rendement
 Géométrie de la section
 I_G : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG.
 B : La section brute des poutres.
 f_{ci} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j^{eme} jours.
 f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression au 28 jours.
 f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction au j^{eme} Jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.
 σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.
 E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
 E_{vi} : Module d'élasticité Longitudinal différé du béton.
 ν : Coefficient de poisson.
 G : Le module de déformation transversale du béton
 f_e : limite d'élasticité de L'armature passive.
 E_s : Le module d'élasticité des aciers passifs.
 $\bar{\sigma}_s$: la contrainte limite de traction.

P_{poutre} : poids de la poutre.
 H_t : hauteur de la poutre.
 N : nombre des poutres.
 S_i : air de la section.
 Li : longueur de la section
 γ_b : poids volumique du béton.
 K_h : coefficient sismique horizontal.
 K_v : coefficient sismique vertical
 $P_{hourdis}$: poids de l'hourdi.
 C_p : poids des éléments porteurs.
 γ_r : poids volumique de revêtement.
 P_{tr} : poids des trottoirs.
 s_{th} : section transversale de trottoirs.

ccp : les charges complémentaires permanentes
 e_d : épaisseur de l'hourdis.
 G : Charge permanente.
 Q : Charge d'exploitation.
 δ : Coefficient de majoration dynamique.
 FA : la force de freinage du système A(l).
 FB : la force de freinage du système Bc.
 B : Section brute.
 I : Moment d'inertie brute de la section.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton dans la fibre supérieure.
 V_M : effort tranchant max.
 $\bar{v}$: Effort tranchant limite
 X : la distance de la section considérée (m)
 L : la longueur de la poutre.
 L_a : entraxe entre des poutres de rive.
 d : entraxe des poutres.
 K_a : coefficient de poussée active de sol.
 γ : le poids volumique de sol support
 L_t : largeur de table de compression.
 θ : Angle gousset.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
 a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
 bc : Coefficient de pondération du convoi BC.
 b_t : Coefficient de pondération du convoi Bt.
 σ_b : Contrainte limite de traction du béton.
 G : module de cisaillement de l'appareil $G = 1.2 \text{ MPA}$ en condition sismique.
 a, b : les dimensions en plan de l'appareil.
 T : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1. Arche expérimentale de Moutins en 1993.....	02
Figure.I.2. Système de Freyssinet pour câbles de 12Ø5.....	03
Figure.I.3. Système de précontrainte.....	03
Figure.I.4. Procédés de SEEE CO ₂	04
Figure.I.5. Cône de Freyssinet en mortier.....	05
Figure.I.6. Mise en tension d'un monotoron.....	07
Figure II.1. Plan de situation du pont (maps.google.com).....	08
Figure II. 2. Exécution de la superficielle.....	09
Figure.II.3. Les échantillons de l'ouvrage.....	12
Figure II.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.....	12
Figure.III.1. coupe transversale de la poutre en travée - à l'appui.....	17
Figure.III.2. Coupe transversale de tablier.....	18
Figure.III.3. Coupe transversale de la poutre section I.....	21
Figure.III.4. Coupe transversale de la dalle.....	22
Figure.III.5. Inclinaison du talon.....	25
Figure.III.6. Schéma de glissière de sécurité.....	25
Figure.III.7. les dimensions de la corniche en plan.....	26
Figure.III.8. Schéma de garde-corps.....	26
Figure.III.9. Coupe transversale du pont.....	27
Figure.III.10. poutre en élévation.....	27
Figure.III.11. section d'about (A-A) et médiane (B-B).....	27

Figure.IV.1. Diagramme parabole-rectangle.....	32
Figure.IV.2. Diagrammes contraintes déformations.....	35
Figure.V.1. Glissière de sécurité.....	37
Figure.V.2. Corniche.....	39
Figure.V.3. Disposition du système "Bc"	45
Figure.V.4. Les dimensions du système Bt.....	46
Figure.V.5. Disposition du système B _r	47
Figure.V.6. disposition du convoi militaire.....	48
Figure.V.7. Disposition de D240 en plan.....	49
Figure.VI.1. Modèle numérique du tablier.....	54
FigureVI.2. Moment maximal à l'ELS par combinaison (G+D240) obtenu par RSPA2014..	55
FigureVI.3. Moment maximal à l'ELU par combinaison 1,35(G+D ₂₄₀) obtenu par RSPA2014.	56
Figure.VII.1. Le diagramme de M _y maximale dans le sens transversal.....	58
Figure.VII.2. Section d'étude du ferrailage de la dalle.....	59
Figure.VII. 3. Schéma de ferrailage transversal de la dalle.....	61
Figure.VII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.....	62
Figure.VII.5. La transmission de la charge « Br ».....	63
Figure.VIII.1.poutre +dalle.....	65
Figure.IX.1. Dimension en plan de l'appareil d'appuis.....	69
Figure.IX.2. appareil d'appui en élastomère fretté.....	70
Figure.IX.3. Contrainte de cisaillement.....	74
Figure.IX.4. Les dimensions des dés d'appuis.....	75
Figure.IX.5. ferrailage du dé d'appui.....	77
Figure.IX.6. Schéma représentatif de rotation d'extrémité.....	78

Figure.IX.7. plaque de fixation.....	79
Figure.IX.8. Glissière de sécurité GS2.....	79
Figure .VIII.9. Garde-corps BN04.....	79
Figure.X.1. Morphologie d'une culée remblayée.....	82
Figure.X.2. Schéma représentatif de la culée.....	83
Figure.X.3. Schéma de la dalle de transition.....	91
Figure.X.4. Ferrailage de la dalle de transition.....	91
Figure.X.5. Schema de corbeau.....	91
Figure.X.6. Ferrailage de corbeau.....	93
Figure.X.7. ferrailage de mur en retour.....	94
Figure.X.8. Mur frontale (encastrement sur la semelle).....	94
Figure .X.9. Ferrailage du mur frontal.....	97
Figure.X.10. Schéma de la semelle.....	98
Figure.X.11. Schéma de ferrailage.....	100
Figure.XI.1. Conception de la pile.....	103
Figure.XI.2. Moment et l'effort max sur le chevêtre à l'ELU obtenu par RSPA.....	107
Figure.XI.3. Moment et l'effort max sur le chevêtre à l'ELS obtenu par RSPA.....	108
Figure. XI.4.le Chevêtre.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.I.1. L'évolution des caractéristiques des armatures entre 1963 et 1970.....	5
Tableau II.2. Accélération de la zone A.....	9
Tableau .IV.1. Tableau de Coefficient θ	31
Tableau.IV.2. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU..	31
Tableau.IV.3. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS...	32
Tableau V.1. Classe de pont.....	42
Tableau.V.2. Coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1	42
Tableau.V.3. Valeur de V_0	42
Tableau.V.4. Récapitulatif des valeurs du système AL.....	42
Tableau.V.4. Détermination du coefficient bc	42
Tableau.V.5. Charge (bc) par voie.....	43
Tableau.V.6. Coefficient b_t	45
Tableau.V.7. Charge (b_t) par essieu.....	46
Tableau.V.8. Spectre de réponse.....	46
Tableau.V.9. Gradient thermique.....	52
Tableau .V.10. Les coefficients multiplicateurs des actions.....	52
Tableau VI.1. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2014.....	55
Tableau VI. 2. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique.....	55
Tableau .VII.1. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.....	58
Tableau. VII. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.....	60
Tableau .VII. 3. Choix des armatures transversales.....	62
Tableau .VII. 4. Choix des armatures longitudinales.....	62

Tableau.VIII.1. Vérification de non poinçonnement.....	65
Tableau.IX.1. Détermination de l'air de l'élastomère.....	77
Tableau.IX.2. Game de joints CIPEC.....	78
Tableau.X.1. Implantation de la culée.....	82
Tableau.X.2. Dimension de la culée.....	83
Tableau.X.3. Les groupes du pont.....	86
Tableau.X.4. Les coefficients de pondérations aux deux cas “sismique et normale”.....	86
Tableau.X.5. l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants.....	86
Tableau.X.6. Calculs des poussées dues aux terres.....	87
Tableau.X.7. Calculs des poussées dues aux Surcharges	87
Tableau.X.8. récapitulatif donnant les moments et efforts globaux	88
Tableau.X.9. Evaluation des moments et les efforts.....	88
Tableau.X.10. Evaluation des charges et sur charge.....	96
Tableau.X.11. à l'ELS.....	96
Tableau.X.12. à l'ELU.....	96
Tableau.X.13. Efforts agissants sur la semelle.....	96
Tableau. XI.1 Implantation de la pile	103
Tableau. XI.2. Réactions pour une travée chargée.....	106
Tableau. XI.3. Réactions pour deux travées chargées.....	106
Tableau. XI.4. Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU.....	106

TABLE DES MATIERES :

INTRODUCTION GENERALE.....	01
I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : EVOLUTION DE PRECONTRAINTE	
I.1. INTRODUCTION.....	02
I.2. LES DEBUTS DE PRECONTRAINTE.....	02
I.3. PERIODE DE 1940 A 1945.....	03
I.4. PERIODE DE 1946 A 1952.....	03
I.4.1. L'évolution des armatures, des procédés de précontrainte.....	03
I.4.2. Les problèmes rencontrés durant cette période.....	04
I.5. PERIODE DE 1953 A 1960.....	04
I.5.1. Les débuts de la réglementation	04
I.5.2. L'évolution des procédés de précontrainte.....	04
I.6. PERIODE DE 1960 A 1970	05
I.6.1. L'évolution de la qualité de précontrainte	05
I.6.2. L'évolution des procédés de précontrainte	05
I.7. PERIODE DE 1971 A 1983	06
I.7.1. Généralités.....	06
I.7.2. L'évolution des procédés de précontrainte.....	06
I.8. PERIODE DE 1983 A NOS JOURS	06
I.8.1. Généralités.....	06
I.8.2. L'évolution de la qualité des armatures de précontrainte.....	06
I.8.3. L'évolution des procédés de précontrainte.	07
I.9. CONCLUSION.....	07

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION.....	08
II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE.....	08
II .3. DEMARCHE DU CONCEPTION.....	09
II.3.1. Recueil des données de l'ouvrage.....	09
II.3.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage.....	09
II.3.1.2. Topographie.....	10
II.3.1.3. Données géotechniques.....	10
II.3.1.4. Donnée sismologique	12
II.3.1.5. Données climatiques	13
II.4. CONCLUSION	13

III. CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION	14
III.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	14
III.2.1.1 ^{ère} variante (pont a poutres précontraintes).....	14
III.2.2.2 ^{ème} variante (pont mixte a poutres métalliques).....	18
III.2.3.3 ^{ème} variante (pont à poutres en béton armé).....	22
III.3. ANALYSE MULTICRITERES	28
III.4. CONCLUSION.....	29

IV. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION	30
IV.2. CHOIX DES MATERIAUX.....	30
IV.2.1. Le béton.....	30
IV.2.1.1. La résistance caractéristique à la traction.....	30
IV.2.1.2. Contraintes admissibles.....	31
IV.2.1.3. Déformation.....	31

IV.2.2. L'acier.....	31
IV.2.2.1 Aciers passifs.....	33
IV.3. CONCLUSION.....	35

V. CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION.....	36
V.2. EVALUATION DES CHARGES.....	36
V.2.1. Charges routières	36
V.2.2 Descente des Charges.....	37
V.2.2.1 Charges permanentes.....	37
V.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION.....	41
V.3.1. Système de Charge A(L)	41
V.3.2. Surcharge « B ».....	43
V.3.2.1. Système de surcharge Bc.....	43
V.3.2.2 Système de surcharge Bt.....	45
V.3.2.3. Système de surcharge Br.....	47
V.3.2.4. Surcharges Militaires M_{C120}	47
V.3.2.5. Surcharge exceptionnelle (convoi D_{240}).....	48
V.3.2.6. Surcharge de trottoirs.....	49
V.3.2.7. Les Efforts de Freinage.....	49
V.3.2.8. Les efforts Sismiques.....	50
V.3.2.9. Effort du vent.....	51
V.3.2.10. Actions thermiques	51
V.4. COMBINAISON D'ACTIONS	52
V.5. CONCLUSION	53

VI. ETUDE DES SOLlicitATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....	54
-------------------------	----

VI. ETUDE DE LA DALLE

VII.1. INTRODUCTION	57
VII.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	57
VII.3. ETUDE DE LA FLEXION.....	57
VII.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS	57
VII.4.1. flexion locale.....	57
VII.4.1.1. Ferrailage.....	58
VII.4.1.2. disposition constructive	58
VII.4.1.3. Espacement des armatures.....	60
VII.4.1.4. Choix les aciers transversale.....	61
VII.4.1.5. Schéma de ferrailage transversal.....	61
VII.4.2. Flexion globale	61
VII.4.2.1. Ferrailage	61
VII.4.2.2. Choix les aciers longitudinale	62
VII.4.2.3. Schéma de ferrailage longitudinal.....	62
VII.5. Vérification de non poinçonnement	62
VII.6. CONCLUSION.....	64

VIII. ETUDE DES POUTRES

VIII.1. INTRODUCTION.....	65
VIII.2. DIMENSIONNEMENT A L'E.L.U.S D'UNE SECTION EN T SOUS FLEXION.	66
SIMPLE	
VIII.3. CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE ELS.....	67
VIII.3.1. Les Armatures de Répartition.....	67
VIII.3.2.Calcul des armatures transversales.....	67
VIII.3.3. Section et armature de l'âme.....	68
VIII .4. CONCLUSION.....	68

IX. CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

IX.1. INTRODUCTION	69
IX.2. LES APPAREILS D'APPUIS	69
IX.2.1. Aire de l'appareil d'appui.....	70
IX.2.2. Hauteur nette de l'élastomère	71
IX.2.3. Epaisseur des frettes.....	71
IX.2.4. Vérification de l'appareil d'appui.....	72
IX.2.4.1. Résistance à la compression.....	72
IX.2.4.2. Résistance sous force horizontale.....	72
IX.2.4.3. Condition de non-soulèvement.....	72
IX.3. LES DES D'APPUIS	74
IX.3.1. Fonction des dés d'appuis	74
IX.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis.....	74
IX.3.3. Ferrailage	75
IX.3.3.1. Vérification des contraintes dans le béton	75
IX.3.3.2. Calcul des armatures	75
IX.4. JOINTS DE CHAUSSEE.....	76
IX.4.1. Dilatation thermique	76
IX.4.2. Retrait	76
IX.4.3. Fluage	77
IX.4.4. Rotation d'extrémité sous chargement.....	77
IX.4.5. Calcul du souffle des joints.....	78
IX.4.6. Choix des joints de chaussée.....	78
IX.6. LES DISPOSITIONS RETENUES.....	79
IX.7. ACCESSOIRES.....	80
IX.8. CONCLUSION.....	80

IX.ETUDE DE LA CULEE

X.1. INTRODUCTION.....	81
X.2. IMPLANTATION DE LA CULEE.....	82
X.3. LES DIMENSIONS DES ELIMENTS DE LA CULEE.....	82
X.4. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	83
X.4.1 Détermination du coefficient de poussée k_a	83
X.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE	88
X.5.1. la dalle de transition.....	88
X.5.1.1. Evaluation des efforts.....	88
X.5.1.2. Combinaison	89
X.5.1.3. Ferrailage	89
X.5.1.4. Vérification à l'effort tranchant	91
X.5.2. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	91
X.5.2.1 Combinaison	92
X.5.2.2. Ferrailage.....	92
X.5.3. Etude de mur en retour.....	93
X.5.3.1. Etude de l'oreille.....	94
X.5.4. Le mur frontal	94
X.5.4.1 Ferrailage.....	96
X.5.5. Etude et ferrailage de la semelle.....	96
X.5.5.1. Caractéristique de la semelle	98
X.5.5.2. Evaluation des efforts agissants sur la semelle	98
X.5.5.2. Ferrailage de la semelle	98
X.6. CONCLUSION	101

XI. ETUDE DE LA PILE

XI.1. Introduction.....	102
XI.2. Choix du type de pile.....	102
XI.3. Pré-dimensionnement des éléments de la pile	102
XI.3.1. Chevêtre :.....	102
XI.3.2. Fûts	102
XI.3.3. Semelle	103
XI.4. Implantation des piles	104
XI.5. Répartition des charges sur la pile (calcul des réactions max)	104
XI.5.1. Poids propre du tablier.....	104
XI.5.2. Poids propre du chevêtre.....	104
XI.6. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)	104
XI.6.1. La surcharge A (I)	104
XI.6.2. Chargement Bc	104
XI.6.3. Charge M_{c120}	107
XI.6.4. Chargement D240.....	107
XI.6.5. Surcharge trottoirs.....	107
XI.7. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE	107
XI.7.1. Le chevêtre	107
XI.7.1.1. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion	107
CONCLUSION GENERALE.....	115

ANNEXES :

ANNEXE : PLANS GEOMETRIQUES DU PROJET

ANNEXE 01 : RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 02 : CALCUL DES SOLlicitATIONS

ANNEXE 03 : ETUDE DE LA POUTRE

ANNEXE 04 : LA CULEE

ANNEXE 05 : LA PILE

**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer de différentes variantes, le choix de la meilleure variante se fera après le pré-dimensionnement et l'analyse multicritère qualitative, la variante retenue, sera étudiée à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui diffèrent d'un pont à un autre. Ces éléments vont être étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcul, basée sur la méthode des éléments finis, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Enfin, l'étude d'infrastructure, concerne la détermination du ferrailage nécessaire en tenant compte des différentes charges et aussi le dimensionnement des équipements nécessaires pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.

CHAPITRE I :
RECHERCHE BEBLIOGRAPHIQUE :
EVOLUTION DE PRECONTRAINTE

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : EVOLUTION DE PRECONTRAINTE

I.1. INTRODUCTION

La connaissance de l'évolution des caractéristiques de La précontrainte au béton présente pour les ouvrages d'art de nombreux avantages pratiques et théoriques qui ont conduit ces derniers années à de charges réalisations dans tous les domaines ou la précontrainte classique avait permis un développement fructueux des formes et des méthodes de construction. Elle ouvre depuis quelques temps des horizons nouveaux, L'expérience acquise aujourd'hui permet d'expliquer rigoureusement les propriétés fondamentales des schémas de câblage simples et bien équilibrés de la précontrainte, ainsi que les qualités des structures réalisées. Les recherches effectuées dans ce domaine par Campenon Bernard ont permis d'optimiser la conception des ponts. (1)

I.2. LES DÉBUTS DE LA PRÉCONTRAINTE

Il est possible de considérer que les débuts industriels de la post-tension remontent à l'année 1939 qui vit la création, par Freyssinet, de l'ancrage par frottement conique et du vérin de mise en tension à double effet.

Les véritables débuts de la précontrainte sont cependant beaucoup plus anciens. Dès 1908, avant la construction des ponts de Veurdre, Boutiron et Châtelde-Neuvre sur l'Allier, Freyssinet avait fait édifier une arche expérimentale de 50 mètres de portée et de 2 mètres de flèche dont les culées étaient reliées par un tirant en "béton précontraint" de 250 tonnes de force utile.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été construits quelques années avant la deuxième guerre mondiale (le pont sur l'Oued Fodda en Algérie en 1936 et le pont d'Oelle en Wesphalie en 1938). (2)



Figure.I.1. Arche expérimentale de Moulins en 1993. (2)

I.3. PÉRIODE DE 1940 À 1945

Durant cette période de pénuries, seulement trois ponts en béton précontraint furent construits. Le procédé Freyssinet fut le seul utilisé.

Les câbles étaient constitués de 12 fils de 5mm de diamètre obtenus à partir de fils machine (corde à piano) de 8mm de diamètre tréfilés et écrouis avec trempe au plomb :

- ✓ charge de rupture : 145 à 170 kgf/mm² ;
- ✓ limite élastique : 115 à 145 kgf/mm² ;

Méthodes courantes d'évaluation structurale – Évolution des armatures et procédés de précontrainte Version 2.0 du 17 août 2010.

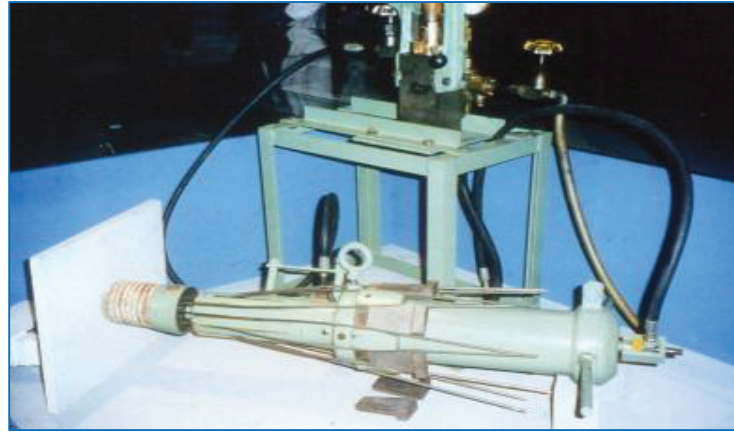


Figure.I.2. Système Freyssinet pour câbles de 12Ø5. (2)

- ✓ allongement à rupture : 7 à 8 %.

Les câbles (12Ø5) étaient normalement tendus entre 110 et 115 kgf/mm² pour obtenir, après perte, une tension de l'ordre de 85kgf/mm² soit une force utile de l'ordre de 20 tonnes.

Pour garantir une prestation de qualité à tous ses clients dans le monde entier, Freyssinet fabrique ses ancrages dans sa filiale industrielle FPC (Freyssinet Product Company) et centralise les équipements de chantier au sein de son parc matériel. (4)

I.4. PÉRIODE DE 1946 À 1952 (ABSENCE DE RÈGLES POUR LE CALCUL DES PONTS)

I.4.1. L'évolution des armatures, des procédés de précontrainte

Durant cette période, il y a lieu de noter.

L'amélioration des procédés existants :

- le procédé de précontrainte Freyssinet s'est amélioré avec l'emploi du ressort central destiné à faciliter l'injection et le placement des fils dans les courbes et près des ancrages. La puissance des câbles a augmenté avec la fabrication entre 1949 et 1950 des premiers câbles 12Ø7 de 39,5 tonnes de force utile.

L'apparition de nouveaux procédés de précontrainte :

- le procédé Chalos-G.T.M. en 1947 basé sur une armature souple prétendue de 92 tonnes de tension initiale (110 kgf/mm²). Cette armature était constituée de 22 torons de 12 fils de 2 mm de diamètre. Elle s'appuyait sur une âme formée par des osselets métalliques articulés. Ce procédé a été utilisé pour la précontrainte de quelques ponts jusque vers les années 1954 (le pont d'Ondes sur la Garonne à 5 travées indépendantes construit en 1954) ;
- le procédé B.B.R-B de l'entreprise Boussiron qui est une combinaison du procédé primitif de Boussiron avec mise en tension par torsion et du procédé suisse BBR-V. Ce procédé utilisait des fils parallèles de 7 mm de diamètre de la même nuance que ceux utilisés dans le procédé Freyssinet pour former des câbles de type 18Ø7 ou 30Ø7. Ensuite des fils de 8 mm seront utilisés.

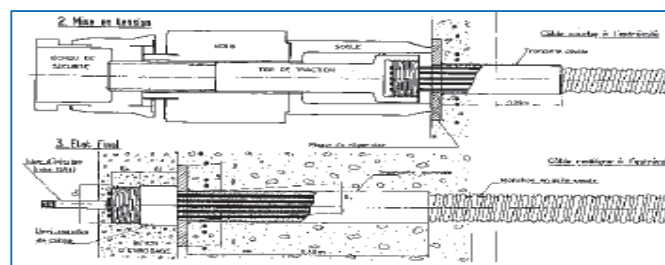


Figure.I.3. Système de précontrainte BBR-B

I.4.2. Les problèmes rencontrés durant cette période

Les plus gros problèmes rencontrés, comme dans la période précédente, ont concerné la mise en tension des câbles :

- frottements excessifs, à cause du guipage ou de la mauvaise étanchéité des gaines en feillard ou à cause du frottement direct sur le béton des encoches ;
- rupture de fils au voisinage des ancrages par chevauchement de fils et inégalité de tension...

Il est à noter que les nombreux paquets de câbles présents dans les talons des poutres ont souvent gêné la mise en place du béton. Ce mauvais enrobage des conduits de précontrainte été à l'origine de la corrosion des armatures qui s'est manifestée dans certains ouvrages 20 à 30 ans après leur construction.

I.5. PÉRIODE DE 1953 À 1960 (PARUTION DES 1ÈRES RÈGLES DE CALCUL DES PONTS)

I.5.1. Les débuts de la réglementation

C'est le 1er Octobre 1953 qu'apparaît le premier règlement français de béton précontraint, (Circulaire n°141 du Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme, instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint) qui visait essentiellement le béton totalement comprimé (compression minimale sur une fibre au moins égale à 8 % de la compression maximale). tout en laissant une ouverture vers les constructions partiellement précontrainte.

Cette recommandation a imposé l'utilisation de gaines métalliques étanches et résistantes en post-tension. Elle ne limitait pas la contrainte des armatures à la mise en tension.

Elle imposait le calcul des pertes de précontrainte (pertes par relaxation égale à 10% de la tension initiale, coefficient de frottement en courbe $f=0,4$ et rayon de courbure ≥ 4 m).

Malgré cette réglementation, de nombreuses notes de calculs de cette époque considéraient des pertes de précontrainte forfaitaires égales à 20 % de la tension initiale (tension finale de l'ordre de 85 kgf/mm²). Les recalculs actuels et les mesures de tensions (méthode dite de l'arbalète) effectuées sur certains ouvrages montrent que les pertes ont pu être ainsi sous estimées de 10 à 15 %.

I.5.2. L'évolution des procédés de précontrainte

Durant la période 1953-1960 le procédé de précontrainte Freyssinet a continué à se diversifier avec la naissance des câbles 12Ø8 en 1955 et des câbles 12 T 13 (toronsØ12,4 mm) en 1960.

Le procédé Chalos fut remplacé par le procédé C.O2 de S.E.E.E. à partir de 1954-1955 (câbles toronnés constitués de 4 à 7 torons de 7 fils de 3,6 mm de 160 à 180 kgf/mm² de résistance à la rupture.

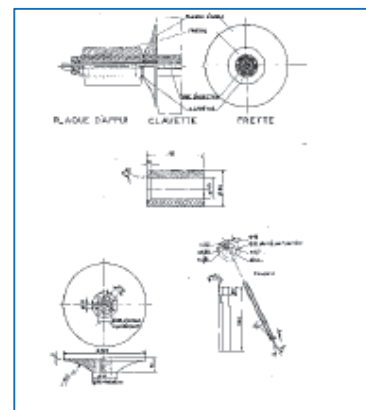


Figure.I.4. Procédé SEEE C.O2. (2)

I.6. PÉRIODE DE 1960 À 1970 (DÉBUT DES PROCÉDURES D'AGRÈMENT DES ARMATURES ET DES PROCÉDÉS DE PRÉCONTRAINTÉ)

I.6.1. L'évolution de la qualité des armatures de précontrainte

L'année 1960 vit d'une part, la parution du premier titre II du fascicule 4 du Cahier des Prescriptions Communes (C.P.C.) fixant les dispositions que devaient satisfaire les fils d'acier ronds des armatures de précontrainte non toronnées et d'autre part, la création de la commission ministérielle (Ministère des Travaux Publics et des Transports) d'agrément des armatures de précontrainte.

La première liste d'agrément des fils d'acier ronds pour armatures de précontrainte parut le 1er Octobre 1963

(Circulaire n°80) et la dernière de cette série le 28 Avril 1970 (circulaire n°70-53).

Pour résumer, au milieu des années 1950, la panoplie des fils de précontrainte était composée comme suit :

- ✓ fils patentés, tréfilés, vieillis ;
- ✓ fils laminés avec trempe bainitique avec ou sans étirage ;
- ✓ fils laminés, trempés à l'huile et revenus. (3)

Circulaire	N°80 du 1/10/63	N°80 du 1/10/63	N°68 du 27/12/65	N°36 du 14/6/67	N°36 du 14/6/67	N°70-53 du 28/4/70
Usine	Bourg	Trimétaux	Bekaert	Sainte-Colombe	Providence	Arbed
Appellation	B 8-1	TH 7-1	7 BLS	7 ES	7 CFR 11	FG 8
Traitement acier	écroui vieilli	écroui vieilli	stress relieved	Patenté tréfilé et stabilisé	Tréfilé et revenu	Patenté tréfilé revenu
Diamètre en mm	8	7	7	7	7	8
RG en hectobars	153	152	167	157	163	162
TG en hectobars	131	132	147	137	145	142
AG en %	1,5	2,5	2,5	1,5	2	2
ρ_G à 120 h en %	6	NR	7	NR	2	6
ρ_G à 1000 h en %	8	10	10	4	3	8

Tableau.I.1. l'évolution des caractéristiques des armatures de précontrainte entre 1963 et 1970. (2)

I.6.2. L'évolution des procédés de précontrainte

L'arrêté ministériel du 21 avril 1965 mis en place une procédure d'agrément des procédés de précontrainte et des dispositifs d'ancrage.



Figure.I.5. Cône Freyssinet en mortier au carborundum. (2)

I.7. PÉRIODE DE 1971 À 1983

I.7.1. Généralités (3)

La circulaire n°71-23 du 5 mars 1971 annula la circulaire n°68 du 1er Septembre 1960 et introduisit le nouveau titre II du fascicule 4 du C.P.C. approuvé par l'arrêté du 5 Mars 1971 du Ministre de l'Equipeement et du Logement.

Ce nouveau fascicule était applicable à tous les types d'armatures : fils ronds et lisses, aux fils non ronds et/ou non lisses, aux barres lisses ou non, aux torons et aux câbles toronnés ou torsadés en acier. Il introduisit un certain nombre de modifications et de compléments par rapport au précédent fascicule à savoir :

- 4 classes pour les fils ronds et lisses et 3 classes pour les autres armatures. Les classes étaient pour la première fois assorties de valeurs spécifiées pour Rg, Tg Ag... ;
- l'introduction de la notion de probabilité pour la définition des caractères garantis (géométriques, mécaniques, et technologiques) c'est à dire pas plus de 5% de résultats en dessous de la valeur spécifiée ;
- l'introduction de 3 classes de relaxation, relaxation normale (R.N.), basse relaxation (B.R.) et très basse relaxation (T.B.R.) ;
- la mesure de la relaxation sur une éprouvette tendue à 0,7 Rg de la charge de rupture à 1000h à 2000h et à 3000h pour les BR et T.B.R. (précédemment à 0,8Rg et mesurée à 120h et 1000h) ;
- la résistance à la fatigue par traction ondulée ;
- la résistance à la corrosion sous tension ;
- l'aptitude au boutonnage ;
- l'adhérence au béton (cas des armatures pour pré-tension) ;
- l'agrément des usines de façonnage d'unités de précontrainte (armatures, plus gaines, plus ancrages) prêtes à l'emploi ;

I.7.2. L'évolution des procédés de précontrainte et des dispositions constructives

L'arrêté du 20 Avril 1965 du Ministre des Travaux Publics et des Transports institua une Commission Permanente du Béton Précontraint chargée d'instruire les demandes d'agrément des procédés de précontrainte et des dispositifs d'ancrage des armatures de précontrainte. A partir de cette date, l'administration a donc commencé à encadrer les détenteurs de procédés de précontrainte qui avaient bénéficiés jusqu'alors d'une large liberté créative.

I.8. PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS

I.8.1. Généralités

Cette période s'est caractérisée par la généralisation des règlements de calculs aux états-limites. L'introduction de "l'Assurance de la Qualité" et le développement de la normalisation (française et européenne) ont provoqué une nette évolution des règles relatives à l'exécution des structures.

Le développement de la "précontrainte extérieure" a eu une incidence forte sur l'évolution des procédés de précontrainte, nettement moins sur l'évolution des armatures de précontrainte.

I.8.2. L'évolution de la qualité des armatures de précontrainte

Le titre II du fascicule 4 du C.C.T.G. de 1973 fut remplacé par un nouveau fascicule par le décret n°83-251 du

29 Mars 1983 concernant les fils tréfilés à froid, les fils trempés et revenus, les barres et les torons, (fascicule Spécial n°83-14, quater). Ce nouveau texte a été mis en harmonie avec l'Euronorme n°138-79 de Septembre 1979 presque sur tous les points ;

- Les classes de résistances définies par ordre numérique ont été remplacées par la valeur spécifiée de la résistance à la traction ;

- Il est à noter que les torons "super" ont été intégrés au fascicule (12,9 de 100 mm² et 15,7 de 150 mm²).
- Parmi les autres modifications il y a lieu de signaler le remplacement de l'agrément et contrôle en usine par l'homologation avec contrôle délivré par le Ministère de l'Équipement sur proposition de la commission interministérielle de la précontrainte dite C.I.P. (le principe des autorisations de fourniture et des autorisations d'emploi a été conservé).
- A ce fascicule ont été annexés :
 - le décret n°83-252 du 19 Mars 1983 relative aux procédures d'homologation ou d'agrément techniques applicables aux marchés publics de travaux (procédures interministérielles) ;
 - l'arrêté du 29 Mars 1983 relatif à la C.I.P. ;
 - l'arrêté du 30 Mars 1983 approuvant le règlement de l'homologation et du contrôle des armatures de précontrainte.

Compte tenu du développement des armatures gainées protégées, un règlement de l'homologation et du contrôle a été mis en place par l'arrêté du 20 Avril 1988 (texte officiel n°82-6).

I.8.3. L'évolution des procédés de précontrainte

Parmi les progrès enregistrés dans les techniques de précontrainte durant la période 1983 à nos jours, il y a lieu de citer :

- ✓ la mise au point de procédés de précontrainte extérieure rendant celle-ci facilement démontable ;
- ✓ l'utilisation de graisses puis de cires pétrolières pour l'injection des conduits de précontrainte ;
- ✓ le développement des torons gainés-protégés.



Figure.I.6. Mise en tension d'un monotoron. (2)

I.9. CONCLUSION

Le béton précontraint est maintenant largement répandu dans tous les secteurs de la construction avec les différentes procédures qui connaîtront une évolution remarquable.

Ce type de béton est indispensable aujourd'hui, il a touché plusieurs genres de construction pas. Que les ponts mais aussi les dalles, les conduites d'eau de grand diamètre comme BPAT et aussi les traverses de la voie ferrée.



CHAPITRE II : PRESENTATION GENERALE

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

D'une façon générale, l'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque tous les données relatives au franchissement sont réunies, L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacle franchis) après avoir déterminé la conception la mieux adaptée. Pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE

Dans le cadre d'une réalisation d'un échangeur dans les environs de la commune **AOULED EL HADJ**, on a besoin d'un pont sur la Rocade Sud Relizane.

Le terrain objet de notre étude se trouve au Sud Chef-lieu de la Wilaya de Relizane, sur la Rocade Sud Relizane (**AOULED EL HADJ**). (5)



Figure II.1. Plan de situation du pont (maps.google.com)

II.3. DEMARCHE DU CONCEPTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

II.3.1. Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être la **DTP** que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions.

II.3.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative.

Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre

le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère.



Figure II. 2. Exécution de la superficielle.

**Trace en plan**

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite. (Annexe)

**Profil en long**

L'ouvrage étudié à une longueur de 36 m, composé de deux travées de 18 m. (Annexe)

**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. (Annexe)

- La largeur du pont **10 m**.
- Largeur roulable $L_r = 7.5 \text{ m}$.
- Deux trottoirs de **1.5m** chacun.
- Nombre de voies de circulations = **2 voies**.
- La pente = **2.5 %**.

II.3.1.2. Topographie

Selon levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, l'ouvrage se trouve au **Sud du chef-lieu de la wilaya de Relizane**, sur la Rocade Sud Relizane.

L'ouvrage peut être repéré par le **GPS** par les coordonnées suivantes :

✓ $X = 3570925$

✓ $Y = 0509624$

II.3.1.3. Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

Le programme géotechnique a été élaboré et réalisé par le **AGRO-HYD Group** par date 10/02/2019, en collaboration avec le service technique de la DTP (le Directeur des Travaux Publics) de **RELIZANE** a comporté la réalisation deux essais in-situ et au laboratoire:

➤ **Les essais in-situ** : (voir l'annexe) (5)

-Un (01) sondage carotté nommé SC01 de 10.00m de profondeur.

-Trois(03) sondages préssiométriques désignés par SP01 à SP03 de 10.00m de profondeur chacun, ils furent réalisés sur le sol devant servir d'assiette à l'implantation d'un pont à poutre.

➤ **Les essais aux laboratoires** : (voir l'annexe)

Une série d'essais de laboratoire permettant de déterminer la classe du sol de mesurer les paramètres mécaniques sur des échantillons jugés représentatifs, il s'agit de :

1. Essai physico-chimique :

- ✓ Analyses granulométriques.
- ✓ Limites d'Atterberg.
- ✓ Poids volumiques apparents.
- ✓ Teneur en carbonates.
- ✓ Teneur en sulfates.

2. Essai mécanique :

- ✓ Cisaillement direct UU.
- ✓ Essais de compression simple.



Figure.II.3. Les échantillons de l'ouvrage

II.3.1.4. Donnée sismologique

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante de 0 à 3 :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée. (6)

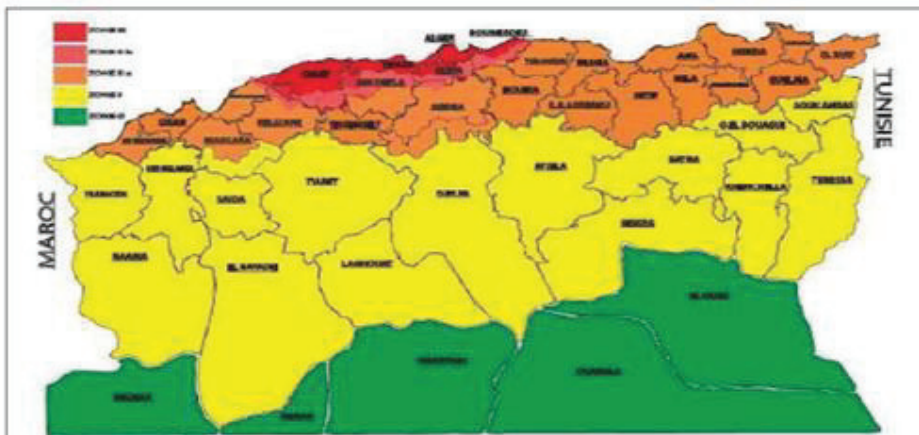


Figure II.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.(6)

La section d'étude fait partie de la zone sismogène de Relizane. Cette région ayant une activité sismique moyenne (IIa), pour le calcul dynamique des ouvrages, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA99 version 2003**).

La zone de l'étude se situe dans la région Est du réseau routier de la wilaya de Relizane.

Tableau II.2. Accélération de la zone A (6)

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
01	0,15	0,25	0,30	0,40
02	0,12	0,20	0,25	0,30
03	0,10	0,15	0,20	0,25

Les coefficients sismiques horizontal et verticale :

$$K_h = A = 0.20.$$

$$K_v = 0.3 \times K_h = 0.30 \times 0.20 = 0.06$$

II.3.1.5. Données climatiques

-1- La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 10^\circ\text{C}$).

-2- la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

-3- Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II.

II.4. CONCLUSION

Après avoir rassembler toutes les données nécessaires du site, on peut passer à l'étape suivante de conception qui sera exclusivement basée sur les spécificités du site et leurs influences sur l'ouvrage.



CHAPITRE III :

CONCEPTION GENERALE

III. CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est le souci du concepteur et de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ? C'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

Il nous reste qu'à déterminer la longueur des travées tenant compte de la production locale couramment fabriquée. Alors, pour une portée de **36m** il existe de trois solutions :

- ✓ Pont à poutres en béton précontraint à une seule travée de **36 m**.
- ✓ Pont mixte à poutres métalliques de deux travées de **18m** chacune.
- ✓ Pont à poutre en béton armé à deux travées de **18m** chacune.

III.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1.1^{ère} variante (pont à poutres précontraintes)

Le tablier est réalisé à l'aide des poutres en précontrainte par post tension solidarisées par une dalle coulée sur place. D'après le guide **S.E.T.R.A (7)**

➤ Section des poutres :

La section de la poutre est :

- En « **T** » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « **I** » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

a) Hauteurs des poutres (H_t) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{16}$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{36}{22} \leq H_t \leq \frac{36}{16}$$

On a :

$$L = 36 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad 1,64 \leq H_t \leq 2,25$$

Ce qui nous permet de fixer la hauteur totale du tablier à **hp = 1,80m** pour notre portée isostatique de **L= 36m**.

$H_t = 1,80\text{m}$

b) Nombre de poutre (N) : (7)

Le nombre des poutres N est déterminé par le rapport entre le largeur chargeable de tablier et entraxe en tenant compte de position de poutre rive :

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : Entraxe entre les poutres de rive ;

d : Entraxe des poutres: $1,5 \leq d \leq 2,5$

La = $10,68 - 0,85 \times 2 \Rightarrow La = 9 \text{ m}$

On fixe l'espacement à $d = 1.5\text{m}$

$$N = \frac{9}{1,5} + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$N = 7 \text{ poutres}$$

c) largeur de la table de compression (b) :

D'après le guide **S.E.T.R.A** on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,6 \times 1,80 \leq b \leq 0,7 \times 1,80$$

$$1,08 \leq b \leq 1,26 \quad \text{On prend :}$$

$$b = 1,2 \text{ m}$$

d) epaisseur de table de compression (e) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par :

$$12 \leq e \leq 15 \text{ cm.}$$

Donc :

$$e = 15 \text{ cm}$$

e) largeur de talon (l_t):

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par :

$$50 \leq L_T \leq 80 \text{ cm}$$

Pour la valeur L_T on prend 50 cm, cette valeur peut être modifier après l'étude de la précontrainte.

$$L_T = 50 \text{ cm}$$

f) **épaisseur du talon e_t :**

On prend :

$$e_t = 15 \text{ cm}$$

g) **épaisseur de l'ame en travée (b_0):**

b_0 est donné par : $18 \leq b_0 \leq 25$

On fixe :

$$b_0 = 20 \text{ cm}$$

h) **épaisseur de l'ame aux abouts d'appuis (b_0) :**

$$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$$

On fixe :

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

i) **membrure supérieure de la poutre :**

➤ **goussets**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre:

$$45^\circ < \alpha < 60^\circ$$

- **Gousset de la table de compression (e_1)**

D'après le guide **S.E.T.R.A** :

Dans notre cas, on prend : $e_1 = 6 \text{ cm}$.

- **Épaisseur (e_2) :**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \Rightarrow e_2 = 10 \text{ cm}.$$

- **Gousset du talon (e_3) :**

D'après le guide **S.E.T.R.A.**, on prend :

$$\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 20 \text{ cm.}$$

j) hourdis (la dalle) h_0 :

On général $30 \leq h_0 \leq 20$

Dans ce cas on fixe:

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

k) entretoises d'about :

Les ponts à poutre sont dotés d'entretoises sur appui pour assurer aussi bien une meilleure répartition des charges entre les poutres et surtout rigidifier le tablier dans le sens transversal.

- ✓ L'épaisseur de l'entretoise est fixée à 0,22m selon le **vipp76**.
- ✓ La hauteur est égale à 0,70m.

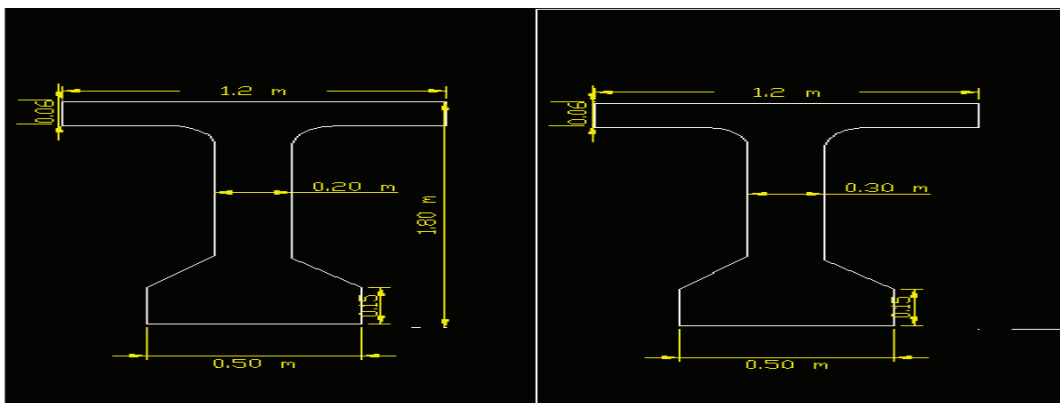


Figure.III.1. coupe transversale de la poutre en travée - à l'appui

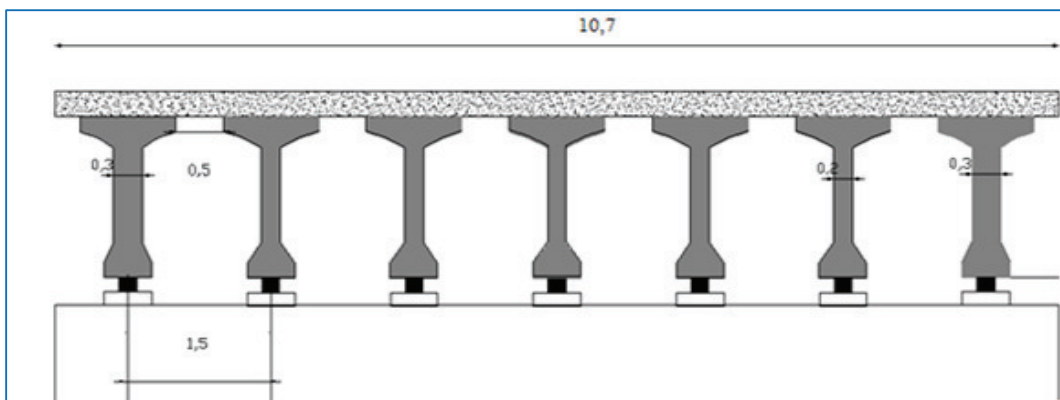


Figure.III.2. Coupe transversale de tablier

❖ avantages et inconvénients de la variante 01 :

Les avantages	Les inconvénients
✓ son mode de construction permet d'éviter le recours au cintre s'appuyant sur le sol. ✓ Réduire le délai d'exécution ✓ De mieux maîtriser la qualité des poutres. ✓ Les poutres à un bon rendement mécanique.	✓ Le tablier est sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit surtout les poutres de rive. ✓ Nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique. ✓ La nécessiter de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la Précontrainte.

III.2.2.2^{ème} variante (pont mixte a poutres métalliques)**⇒ Pré-dimensionnement de la poutre**

Selon l'Eurocode d'un pont mixte et d'après les normes ENV 1994-2

a. Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement $N = La/d$

La : Est la largeur du tablier égale à **10,68 m**.

On fixe l'espacement : **d = 2,14m** => $N = 10,68/2,14 = 5$

On prendra :

N = 5 poutres

b. Elancement de poutres

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de 36/25 ce qui nous donne

h = 1.44 m

c. Epaisseur de l'âme des poutres

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi- travée et sur appui

- A mi- travée $8 \leq e_a \leq 14$ mm
- Sur appui $e_a \leq 20$ mm

On prend:

- Une épaisseur de **12** mm à mi- travée.
- Une épaisseur de **15** mm sur appui.

d. Semelles

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation

Par des conditions

- De résistance.
- D'instabilité.

e. Semelle supérieure en travée

La largeur de la semelle $200 \leq L_{s-t} \leq 500$ mm

L'épaisseur $12 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm

On a :

- Une largeur de 200 mm
- Une épaisseur de 20 mm

f. Semelle supérieure sur appui

La largeur de la semelle $400 \leq L_{s-a} \leq 900$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-a} \leq 40$ mm

On prendra donc :

- Une largeur de 500 mm
- Une épaisseur de 20 mm

g. Semelle inférieure en travée

La largeur de la semelle $300 \leq L_{s-t} \leq 600$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm

On prendra donc :

- Une largeur de **300 mm**
- Une épaisseur de **20 mm**

h. Semelle inférieure sur appui

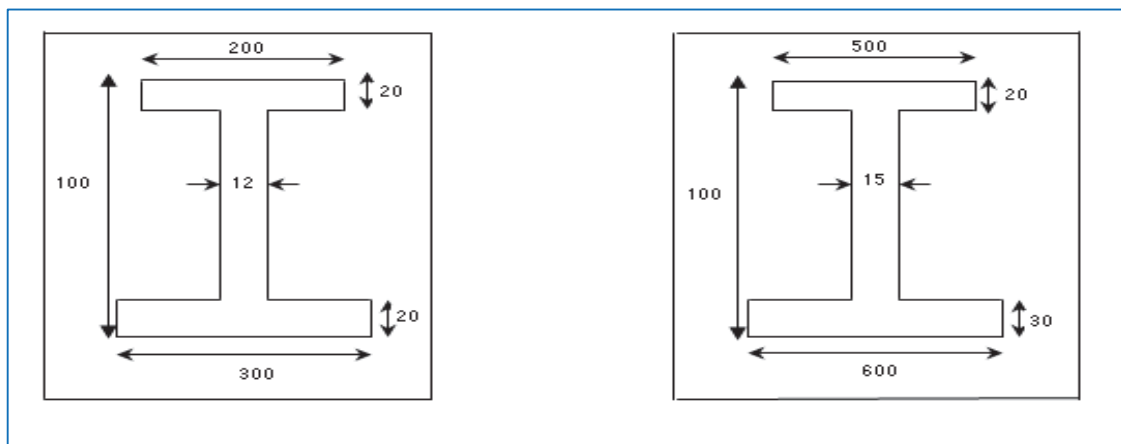
La largeur de la semelle $600 \leq L_{s-a} \leq 1000 \text{ mm}$

L'épaisseur $30 \leq e_{s-a} \leq 60 \text{ mm}$,

On prendra donc :

- Une largeur de **600 mm**
- Une épaisseur de **30 mm**

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.



Coupe transversale poutre à mi-travée

Coupe transversale poutre sur appui

Figure.III.3. Coupe transversale de la poutre section I.

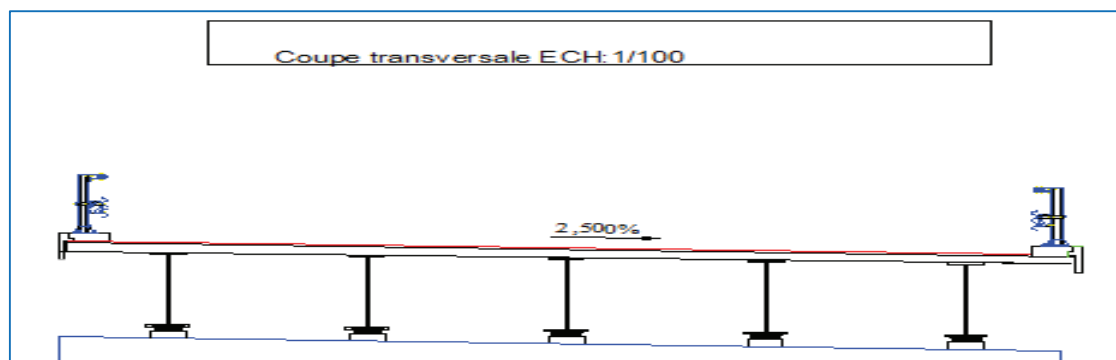


Figure.III.4. Coupe transversale de la dalle

❖ **avantages et inconvénients de la variante 02 :**

Les avantages	Les inconvénients
- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution. - La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts). - Le peu d'échafaudage nécessaire. - La précision dimensionnelle des structures. - La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées. - Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines. - Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P). - Des possibilités d'extension.	- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. - La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier. - En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum. - Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.

III.2.3.3^{ème} variante (pont à poutres en béton armé)

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section en béton.

a) largeur du tablier

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de **3,5 m** de largeur et limitée par deux trottoirs de **1,5m** chacun de part et d'autre de la chaussée.

Donc la largeur du tablier est de **10,68m**.

b) Longueur des travées

Nous avons deux travées longues de **18m** chacune séparées par des joints de **15 cm**.

⇒ Pré-dimensionnement des poutres**a) Nombre de poutres et leur écartement**

Le tablier comporte sept poutres à sections variables.

Avec la largeur du tablier ($L_t=10m$).

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : Entraxe entre les poutres de rive ;

d : Entraxe des poutres. $1,5 \leq d \leq 2,5$

$$La = 10,68 - 0,84 \times 2 \quad La = 9 \text{ m}$$

On fixe : $d = 1.5 \text{ m}$

$$N = \frac{9}{1,5} + 1$$

N = 7 poutres

b) Hauteur de la poutre : H_t

La hauteur des poutres est considérée doit être économique et elle varie dans l'intervalle :

$$L/20 \leq H_t \leq L/13 \text{ donc}$$

$$\text{Nous aurons } 0.90 \leq H_t \leq 1,38$$

Ce qui nous permet de fixer la hauteur totale du tablier à **hp = 1,10 m** pour notre portée isostatique de **L= 18 m**.

c) Epaisseur de l'hourdis

Elle dépend de trois paramètres :

- ✓ De la portée transversale de l'hourdis, liée à l'espacement entre poutres
- ✓ Existence d'entretoises intermédiaires
- ✓ Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)

L'épaisseur de la dalle comprise entre 0,18 m et 0,25 m, pour répondre mieux aux efforts de flexion.

=> Donc on adopte :

e_d = 25 cm

d) Section des poutres

La section des poutres est :

- ✓ Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent ;
- ✓ En I aux milieux afin d'alléger le poids de la poutre.

e) L'épaisseur de l'âme

L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre une bonne mise en place du béton :

Pour cela on adopte $e = 20\text{cm}$ (pour faciliter la pose des armatures).

f) Largeur du talon

Le dossier pilote **S.E.T.R.A** a proposé la formule suivante pour déterminer l'épaisseur totale des talons (b_t) :

$$b_t = (L_t \cdot L)^2 / (H_t^3 \cdot K_t)$$

Avec :

H_t : hauteur de la poutre ($H_t = 1,10\text{m}$)

L_t : largeur du tablier ($L_t = 10\text{m}$)

L : longueur de la poutre ($L = 18\text{m}$)

K_t = Coefficient sans dimension ($950 < K_t < 1200$) on prend $K_t = 1200$

$$b_t = (3240) / (1452) = 2,23 \quad \text{alors} \quad b_t = 2,23\text{m}$$

Donc pour une poutre le talon sera $b_t = 2,23 / 7 = 0,31\text{m}$

On adopte alors un talon :

$$b_t = 36\text{ cm}$$

Le pied de la poutre a une hauteur entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon.

On adopte : **20 cm**

Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage c'est-à-dire admettre une pente de 3/2 tel que $\text{tg}\theta = 3/2$ d'où on retrouve $\theta = 56^\circ$

Alors pour $\theta = 56^\circ$

$$\text{Tg}\theta = 3/2 = Y/X$$

$$\text{Avec } X = (b_t - e) / 2 = (30 - 20) / 2 \text{ d'où } X = 5$$

$$\text{Alors } y = X \times 3/2 = 7.5$$

Donc on prend $h_{\text{pied}} = 7.5\text{cm}$

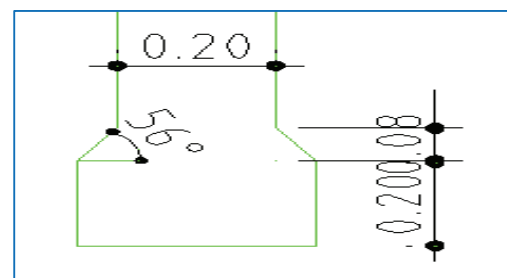


Figure.III.5. Inclinaison du talon

g) Les entretoises

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

Sa hauteur h_e varie comme suit :

$0,6H_p < h_e < 0,9H_p$ Retenons une hauteur d'entretoise de **70cm**.

Epaisseur: **20cm**

Longueur: **2,10m**

h) Les équipements

➤ Glissière de sécurité

Le rôle de glissières est d'amortir le choc d'un véhicule les percutant en cas d'accidents.

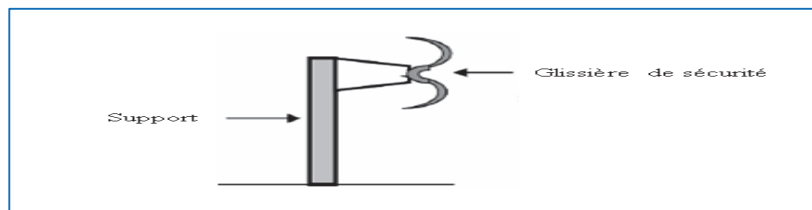


Figure.III.6. Schéma de glissière de sécurité

➤ La corniche :

La corniche est un élément de superstructure, le rôle essentiel de cet élément est pour l'esthétique et la protection des extrémités latérales du tablier.

Danc les dimensions en plan de **20x50 cm**, et a une pente transversale de l'ordre de **4 %** vers l'ouvrage.

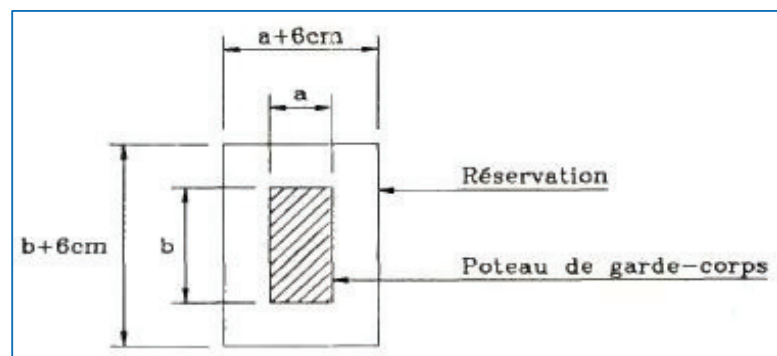


Figure.III.7. les dimensions de la corniche en plan

➤ **Gard-corps :**

Le rôle des gardes- corps est de sécuriser les véhicules qui roulent sur les voies de circulation, ils ont souvent une fonction esthétique mais aussi de retenue ; donc on prend $h_{GC} = 1,10$ m.

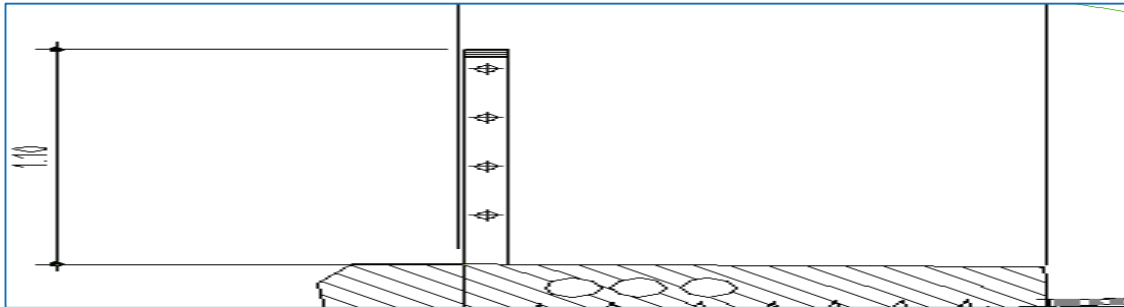


Figure.III.8. Schéma de garde-corps

❖ caractéristiques géométriques des sections :

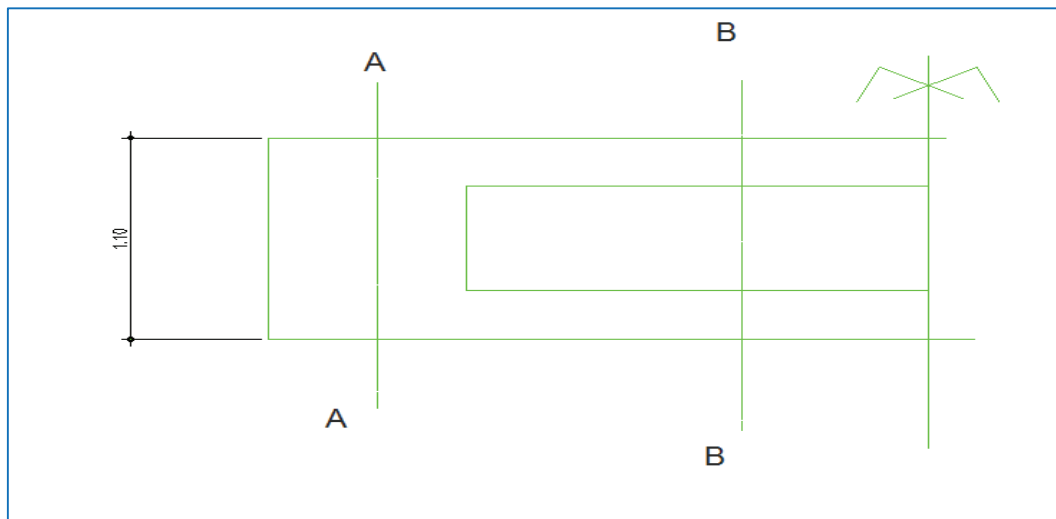


Figure.III.9. poutre en élévation

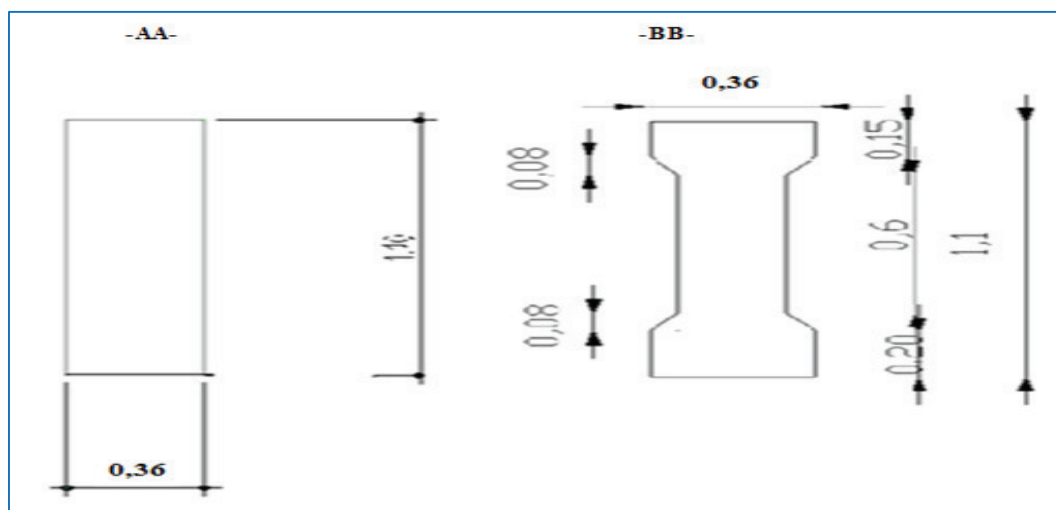


Figure.III.10. section d'about (A-A) et médiane (B

❖ **Avantages et inconvénients de la variante 03**

Les avantages :	Les inconvénients :
Portée allant de 10 à 20 m.	Complication des coffrages le rend relativement coûteux en main d'œuvre.
Permet de réemploi des coffrages (coffrage simple).	Les structures continues sont très rigides et sensibles aux tassements différentiels.
Ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifiée.	Déconseillé pour les travées continues.
Economique du point de vue de consommation des matériaux.	Portée limitée 20 m.

III.3. ANALYSE MULTICRITERES⇒ **comparaison des variantes****a) Sur le plan technique et de l'exécution :**

- Pour la portée moyenne, on peut choisir les ponts poutre en béton armé (variante **03**) ou pont mixte (variante **02**) sont les plus adéquates sur le plan technique mais pour des portées importantes les ponts en béton précontrainte (variante **01**) qui favorable.
- Les éléments des ouvrages mixtes sont plus légers que ceux des ouvrages en béton.

b) Sur le plan économique :

Le choix du type d'ouvrage est beaucoup plus lié à la faisabilité et à l'économie, donc (la variante **03**) en béton armé la plus adéquate. Elle contient des pièces de faibles dimensions et de poids modérés, elle ne pose pas de problème particulier. Au contraire, les variantes **01** et **02** qui présentent des dépenses de la matière première du transport, montage, et l'entretien. Donc la variante **01** représente le plus économiquement approprié.

c) Sur le plan esthétique :

Pont poutre en béton précontrainte (variante **01**) et Le pont mixte (variante **02**) donne une esthétique acceptable, Par contre, le pont en béton armé donne des ouvrages esthétiquement simples, (variantes **01** et **02**) reste la meilleure esthétiquement parlant.

Sachant que notre ouvrage n'est pas situé vraiment dans zone urbaine donc le facteur esthétique ce n'est pas important dans le choix de type d'ouvrage.

d) Sur le plan de l'entretien :

- Les ouvrages mixtes posent des problèmes de l'entretien par contre les ouvrages en béton armé et en béton précontraint.

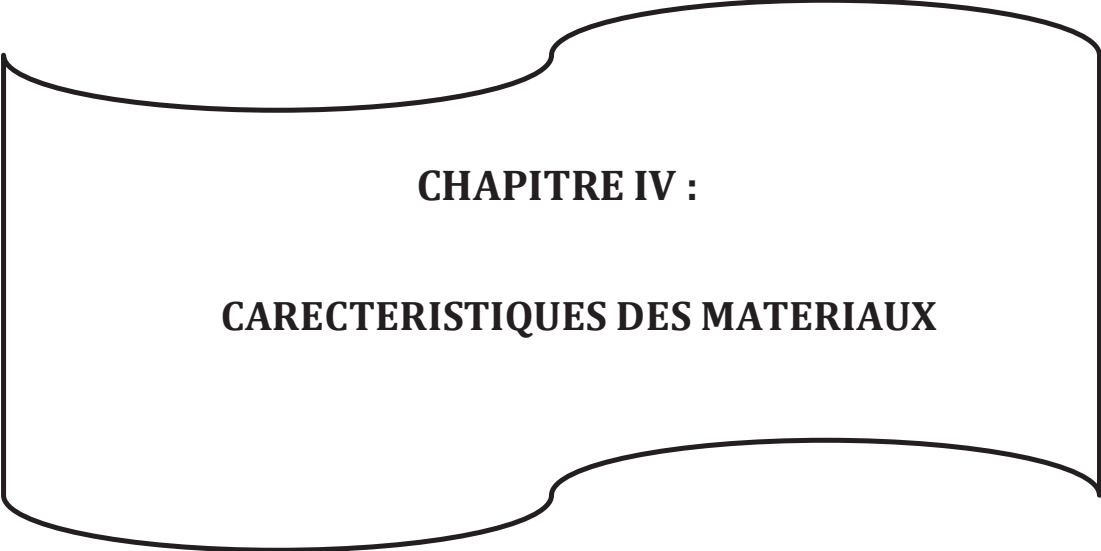
Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en cinq points importants

Tableau VIII.2 : Analyse multicritère Critère	Pont en B. A	Pont en B. P	Pont mixte
Economie	+	-	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	-	-	+
Exécution	+	-	+
Délai	+	+	-
Résultats	4	2	2

- + Favorable
- Défavorable

III.4. CONCLUSION

Après avoir examiner tous les types d'ouvrages possibles nous avons choisis de prendre la variante qui est pont à poutre en béton armé, pour tous les avantages économique et la facilité de construction et d'entretien.



CHAPITRE IV :

CARECTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION

L'étude d'un ouvrage d'art est généralement conditionnée par le choix et la qualité des matériaux de construction. Dans ce chapitre on notera les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de ce projet (béton, aciers passifs) ainsi que leurs caractéristiques qui vont être utilisés dans le calcul.

IV.2. CHOIX DES MATERIAUX

IV.2.1. Le béton

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

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

Densité : la masse volumique du béton armé **$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$** .

- La résistance caractéristique à la compression:

La formule suivante est donnée par le **BAEL (art2.1.11.B.A.E.L 91-REV99) (8)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{si } j < 28j$$

$$f_{c28} = \begin{cases} 40\text{MPa} \\ \text{Ou} \\ 30\text{MPa} \end{cases} \quad \text{si } j \geq 28j$$

Au-delà de **$j=28$ jours**, on admet pour les calculs des résistances que : **$f_{cj} = f_{c28}$**

Dans notre projet de fin d'étude on prend **$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$** .

IV.2.1.1. La résistance caractéristique à la traction

Concernant la résistance à la traction, on dispose de la formule suivante par **BAEL (art2.1.12.B.A.E.L 91-REV99)** et La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Pour } f_{c28} = 35\text{MPa}).$$

IV.2.1.2. Contraintes admissibles

- **Contrainte admissibles à la compression**

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.U)**

On calcule la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du **BAEL 91** : (8)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Le coefficient γ_b est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

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

Le coefficient θ

Tableau IV.1. Tableau de Coefficient θ

θ	Durée d'application
1	>24 h
0,9	$1 \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$
0,85	Si durée < 1h

Dans notre cas on prend $\theta=1$

Tableau.IV.2. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU

f_{c28}	γ_b	$f_{bu}(\text{MPa})$
35	1,5	19,83
Béton superstructure	1,15	25,87

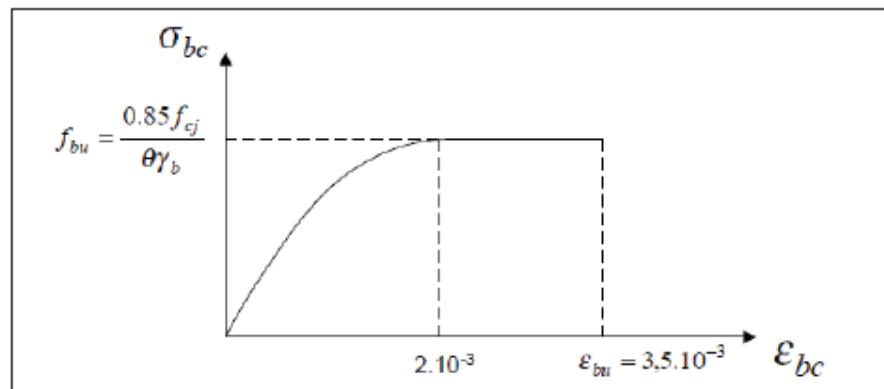


Figure.IV.1. Diagramme parabole-rectangle (8)

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.S)**

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

Tableau.IV.3. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS

f_{c28}	γ_b	$f_{bu}(\text{MPa})$
35 Béton superstructure	En service	17,5
	En construction	21

- **Contrainte admissible à la traction :**

Le règlement **BPEL** vérifie que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1,5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : **0**

Dans la section d'enrobage.

IV.2.1.3. Déformation

Selon **BAEL** on trouve :

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

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

E_{vj} Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 * (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

✓ Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

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

- $\nu = 0,20$ Pour un béton non fissuré.
- $\nu = 0,00$ Pour un béton fissuré.

IV.2.2. L'acier

Quel que soit le type d'acier utilisé, celui-ci est supposé se comporter également en traction et compression. Il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

Les ouvrages en béton armé nécessitent l'utilisation d'un seul type d'acier : ce sont les aciers passifs. Cela pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

IV.2.2.1 Aciers passifs

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

a. La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE400 type 2**, sa limite élastique égale à **400MPa**, et ont pour contrainte admissible les valeurs suivantes :

$$\sigma_a = \sigma'_a = \frac{2}{3} \sigma_e \quad \text{Avec } \sigma_e = \begin{cases} 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où } \sigma_a = \sigma'_a &= 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_a = \sigma'_a &= 2670 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi > 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dans les calculs relatifs à l'**ELU** on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = \longrightarrow$ 1 Situation accidentelle.

$\gamma_s = \longrightarrow$ 1.15 Situation durable ou transitoire.

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

b.1. Contrainte limite de traction :

Selon le **B.A.E.L** :

En fissuration peu nuisible : il n'y a pas de limitation des contraintes.

En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{(\eta f_{tj})})$.

En fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min (0,4 f_e, 88 \sqrt{(\eta f_{tj})})$.

Avec :

$\eta = 1 \longrightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1,6 \longrightarrow$ Acier à haute adhérence. (9)

Admettant que le cas de fissuration de cet ouvrage est préjudiciable donc la contrainte admissible correspondante est : $\bar{\sigma}_{st} = 229 \text{ MPa}$.

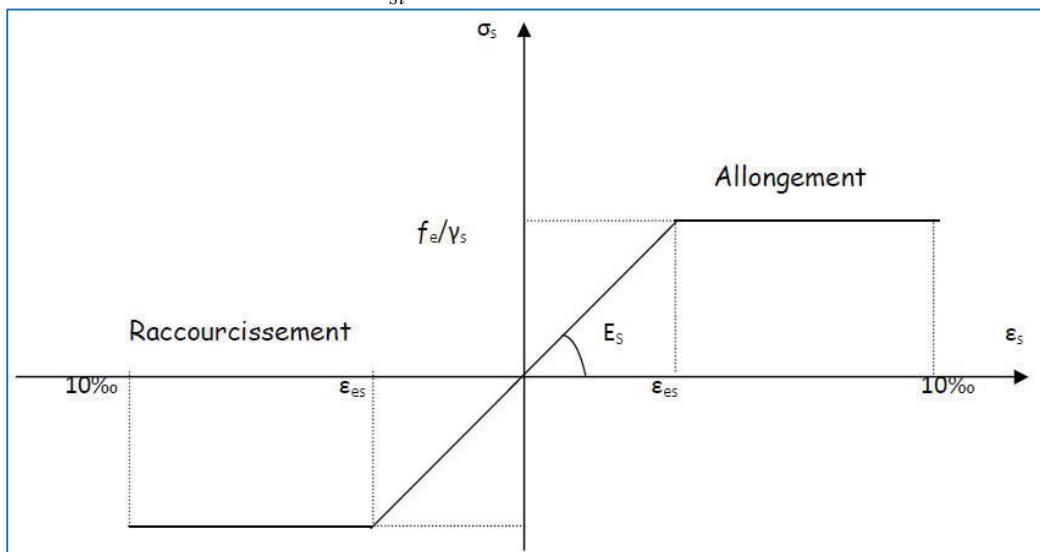
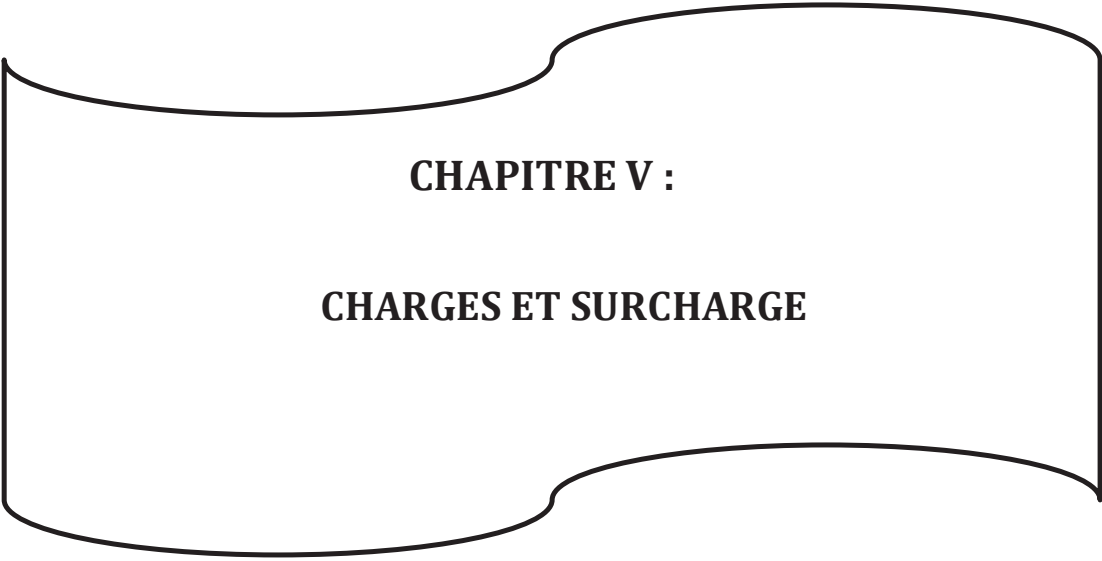


Figure.IV.2. Diagrammes contraintes déformations (9)

IV.3. CONCLUSION

Les caractéristiques des deux principaux matériaux composites de notre ouvrage qui vont nous permettre d'avoir une première approche pour l'évaluation de toutes les charges et les surcharges probables. Cela sera désigner dans le chapitre suivant.



CHAPITRE V :

CHARGES ET SURCHARGE

V. CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

- **les règlements**

Le calcul des structures des ouvrages d'art a été effectué en accord avec les instructions suivantes :

- **RCPR 2010** : « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- **RPOA 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art .Arrêté du 27 JUIN de 2009 ».
- **BAEL 91 révisé 99** : « Béton armé aux états limites ».

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

- **Système A** pour la justification de la stabilité d'une structure.
- **Système B** pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.
- **Charge militaire** : appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.
- **Autres** : il existe d'autres charges prises en compte telles que :
 - Charges permanentes ;
 - Action de la température
 - Effort de freinage ;
 - Actions accidentelles dues aux effets des eaux.

V.2. EVALUATION DES CHARGES

V.2.1. Charges routières (10)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.



Les éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement



Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps,

Glissières de sécurité etc.).

Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire.

Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable.

- Largeur roulable L_r : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue, pour ce projet $L_r = 7 \text{ m}$ ($2 \times 3,5$) ;
- Largeur chargeable L_c : $L_c = L_r$ s'il y a des bordures ou L_r diminuée de **50cm** le long de Chaque dispositif de retenue donc $L_c = 6 \text{ m}$, lorsqu'il existe ;
- ✓ Nombre de voies : $N = (L_c / 3)$ où $N = 6 / 3 \Rightarrow N = 2$; donc le nombre de voies est **2voies** ;
- ✓ Classe des ponts : on distingue selon **Fascicule 6 titre II du DTR** trois classes de pont

Tableau V.1. Classe de pont (10)

<i>La classe</i>	<i>La largeur roulable</i>
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,5 m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5,5 m$

Dans notre cas nous avons une largeur roulable de **7m** donc c'est le cas de la première classe.

V.2.2 Descente des Charges

V.2.2.1 Charges

permanentes

1. poutres (G_1)

Calculons l'aire de chaque section selon des coupes (A-A) et (B-B) soit respectivement S_1 et S_2 aires des différentes coupes de la poutre.

$$S_1 = 1,10 \times 0,36 \text{ alors } S_1 = 0,39 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,30 \times 1,1) + (0,03(0,2 + 0,245)) + (0,03(0,2 + 0,245)) \text{ d'où } S_2 = 0,35 \text{ m}^2$$

Calculons $G_1 = S \cdot L \cdot \gamma_b$ où γ_b = poids volumique du béton

$$G_1 = 7 \times [(0,5 + 1,5) \times 0,39 + 0,35(7)] \times 2 \times 2,5 \text{ d'où } G_1 = 113,05/18 \text{ d'où } G_1 = 6,28 \text{ t/ml.}$$

2. Dalle (G₂)

$$G_2 = e \cdot L_t \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur de l'hourdis = 25 cm.

L_t : largeur du tablier = 10,7 m.

γ_b : poids volumique du béton 2,5 t/m³

$$G_2 = 0,25 \cdot 10,7 \cdot 2,5 = 6,68 \text{ t/ml} \quad \text{d'où } G_2 = 6,68 \text{ t/ml}$$

Donc la charge permanente : $CP = G_1 + G_2 = 6,28 + 6,68 = 12,96 \text{ t}$

3. revêtement (G₄)

$$G_3 = e_r \cdot L_r \cdot \gamma_r \quad \text{Avec}$$

e_r = épaisseur du revêtement = 8 cm (critères de conception art.8.6)

L_r : largeur roulable = 2 x 3,5 = 7 m

γ_r = poids volumique du revêtement = 2,2 t/m³

$$G_3 = 0,08 \cdot 7 \cdot 2,2 = 1,232 \text{ t/ml} \quad \text{d'où } G_3 = 1,23 \text{ t/ml}$$

4. garde de corps et glissières (G₅)

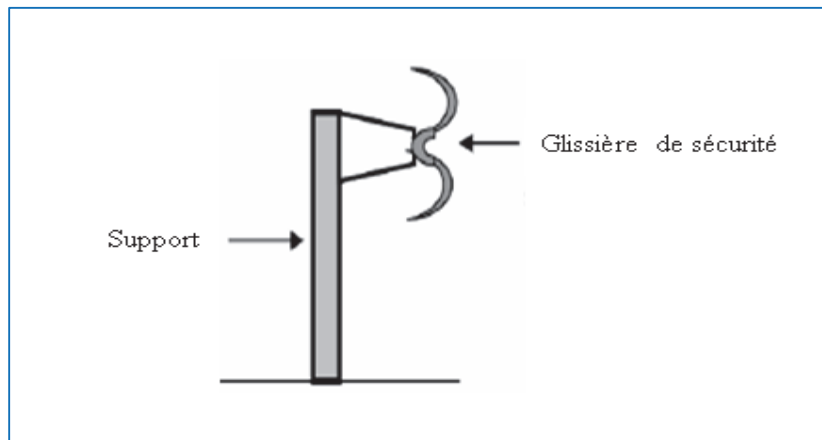


Figure.V.1. Glissière de sécurité

D'après le cahier C.P.C (cahier des prescriptions communes) donne une valeur de **0,1t/ml** de Chaque côté.

$$G_4 = 0,1 * 2 = 0,2 \text{ t/ml}$$

5. Poids des trottoirs et corniches (G_5)

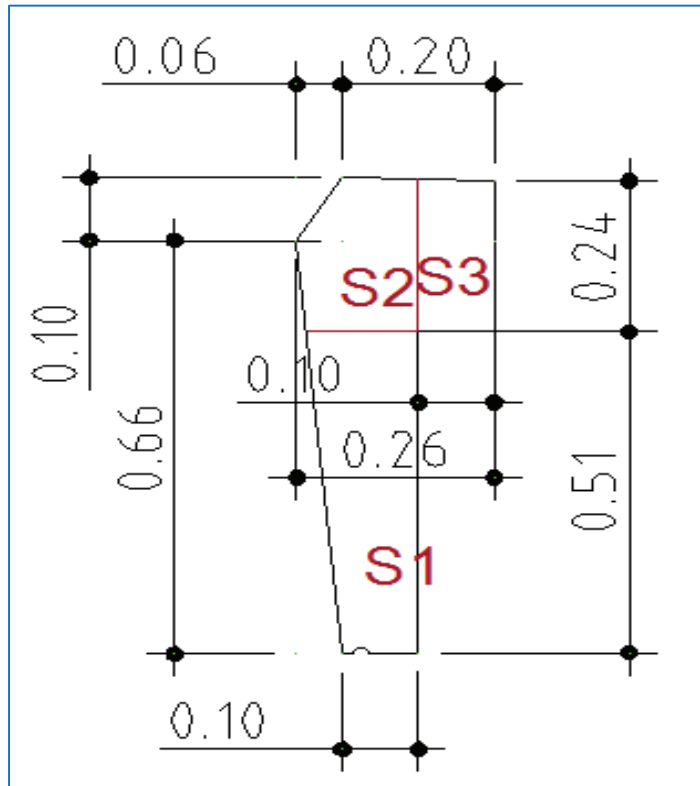


Figure.V.2. Corniche

✓ Corniche

$$S1 = (0,10 + 0,15) * 0,51 / 2 = 0,063 \text{ m}^2$$

$$S2 = (0,16 + 0,10) * 0,10 / 2 + (0,15 + 0,16) * 0,14 / 2 = 0,034 \text{ m}^2$$

$$S3 = 0,10 * 0,24 = 0,024 \text{ m}^2$$

$$S' = S1 + S2 + S3 = 0,063 + 0,034 + 0,024$$

$$S' = 0,121 \text{ m}^2$$

✓ **Trottoir**

$$S'' = (0,24+0,20) \cdot 1,5/2 = 0,33 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S = (S' + S'') \cdot 2 = 0,902 \text{ m}$$

$$G_3 = S \cdot 2,5 = 2,255 \text{ t/ml}$$

6. Les entretoises

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis. On adopte une largeur de **40 cm** et sa hauteur est donnée par :

Hentretoise $\geq H_t - b$ entretoise où H_t est la hauteur de poutre et b est sa largeur

$$\text{Hentretoise} \geq 1,10 - 0,4$$

$$\text{Hentretoise} = 70 \text{ cm}$$

Donc la largeur $b = 40 \text{ cm}$ et la hauteur $H = 70 \text{ cm}$

$$G_6 = s. \gamma = 0,40 \cdot 0,70 \cdot 2,5 = 0,7 \text{ t/ml}$$

7. Etanchéité

$$G_7 = e_e \cdot L_e \cdot \gamma_e$$

Avec

e_e : épaisseur de l'étanchéité = 4 cm

L_r : largeur roulable = 2 x 3,5 = 7 m

γ_e = poids volumique de l'étanchéité = **2,2 t/m³**

$$G_7 = 0,04 \times 7 \times 2,2 = 0,61 \text{ t/ml} \quad \text{d'où} \quad \mathbf{G_7 = 0,61 \text{ t/ml}}$$

La charge complément permanente : $CCP = G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7 = 1,23 + 0,2 + 2,255 + 0,70 + 0,61$

$$\Rightarrow CCP = 4,995 \text{ t}$$

charge totale permanente :

$$G_t = [CP + CCP] \cdot L = [12,96 + 4,995] \times 18$$

$$\mathbf{G_t = 323,19 \text{ t}}$$

V.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes : (10)

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire.
- Les surcharges sur les trottoirs.
- Le convoi exceptionnel.
- La surcharge due au vent et séisme.

V.3.1. Système de Charge A(L)

Ce système se compose de charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspond à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Pour les ponts comportant des portées unitaires ≤ 200 m doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en Kg/m² est donné en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(L)=230+36000/(L+12)$$

Avec :

L:longueur chargée=**18m**

D'où $A(L)=1430\text{kg/m}^2$

$A(L)=1,430\text{t/m}^2$

⇒ Classe du pont :

Comme notre largeur roulable $L_r > 7\text{m}$ alors notre pont est de **classe 1**.

Le coefficient a_1

Le coefficient a_1 est déduit à partir du tableau suivant :

Alors $a_1=1$

Nombre de voie classes de ponts	1	2	3	4	>5
1	1.0	1.0	0.9	0.75	0.7
2	1.0	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Tableau.V.2. Coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1 (10)**Le coefficient a_2**

a_2 tient compte la largeur de la voie ($a_2 = V_0/V$)

Classe de pont	V_0
Première classe	3.50m
Deuxième classe	3.00m
Troisième classe	2.75m

Tableau.V.3. Valeur de V_0 (10)

Où :

V_0 : est la largeur de voie des ponts de première classe =3,5m

V : est la largeur roulable de notre ouvrage=3,5m

D'où $a_2 = 3,5/3,5$ **$a_2 = 1$**

Nombre de voies	a_1	a_2	$A(L) \cdot a_1 \cdot a_2$	Largeur de voies	Q (A(L))
1	1	1	1.430	3.5	5,005
2	1	1	1.430	7.0	10,01

Tableau.V.4. Récapitulatif des valeurs du système AL

Cette charge ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

V.3.2. Surcharge « B »

Elle se subdivise en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30t).
- Le système B_t se compose de groupes de deux (2) essieux dits <<essieux tandems>>.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée de (10t).

V.3.2.1. Système de surcharge B_c

Il est composé de camions types, dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées les valeurs des charges B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Nombre de Voie chargée Classe du pont	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	-	-	-
3	1.0	0.8	-	-	-

Tableau.V.5. Détermination du coefficient bc (10)

Comme notre pont est de première classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de:

$bc = 1,10$

⇒ **Coefficient de majoration dynamique (10)**

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,4L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : la longueur de travée = **18m**

G : poids total des charges permanentes = CP + CCP = **323,19 t**

S : surcharge B_c ($S = B_c \times b_c$)

Dans notre cas, on place deux camions longitudinalement et deux transversalement ; à savoir le poids d'un camion **$B_c = 30t$**

$B_c = 4 \times 30 = 120t$ et comme $S = B_c \times b_c$ alors

$S = 120 \times 1,10$ d'où $S = 132t$

$$\text{Donc } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,4L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,4 \times 18} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{323,19}{132}}$$

$$\delta = 1,11$$

Finalement $B_c = S \times \delta = 132 \times 1,11$

$$\mathbf{B_c = 146,52}$$

A présent schématisons les éléments du système **B** en différents plans

(longitudinalement, transversalement et en plan), les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.

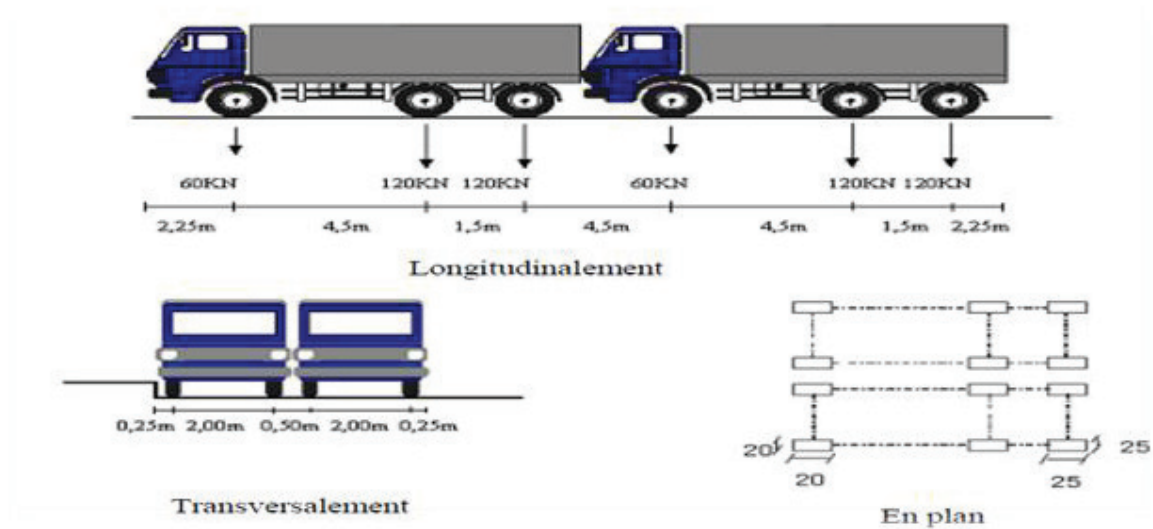


Figure.V.3. Disposition du système 'Bc' . (10)

Nombre de voies	Bc	Charge par essieu (t)		
1	1,2	Essieu. Avant	1x6x1.2x1,11	7,992
		Essieu. Arrière	2x6x1.2x1,11	15,984
2	1,1	Essieu. Avant	2x6x1.1x1,11	14.652
		Essieu. Arrière	4x6x1.1x1,11	29.304

Tableau.V.6. Charge (bc) par voie

V.3.2.2 Système de surcharge Bt

Un tandem de système **Bt** est composé de 2 essieux de 16t chacun. Ces 2 essieux, à roues simples munies de pneumatiques, possèdent les caractéristiques suivantes :

- ✓ La surface d'impact de chaque roue est de $(0,60 \times 0,25) \text{ m}^2$.
- ✓ On peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems **Bt** et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1

Un coefficient **bt**, déterminé en fonction de la classe de pont (tableau ci-dessus), est affecté aux valeurs de charges du système **Bt**.

Classe de pont	I	II
b_t	1	0,9

Tableau.V.7. Coefficient b_t (10)

$B_t=1$ pour les ponts de classe 1.

Le poids d'un essieu tandem=32t

Alors

$$B_t=2 \times 32 \quad B_t=64t$$

Et comme $S=B_t \times b_t$ alors $S=64t$

Le coefficient de majoration dynamique sera de :

$$\text{Donc } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,4L} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{G}{S}}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,4 \cdot 18} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{323,19}{64}}$$

$$\delta=1,079$$

Nombre de tandem	b_t	δ_{bt}	Charge par Essieu (t)
1	1	1,079	$16 \cdot 1,079 \cdot 1 = 17,264$
2	1	1,079	$16 \cdot 1,079 \cdot 2 = 34,528$

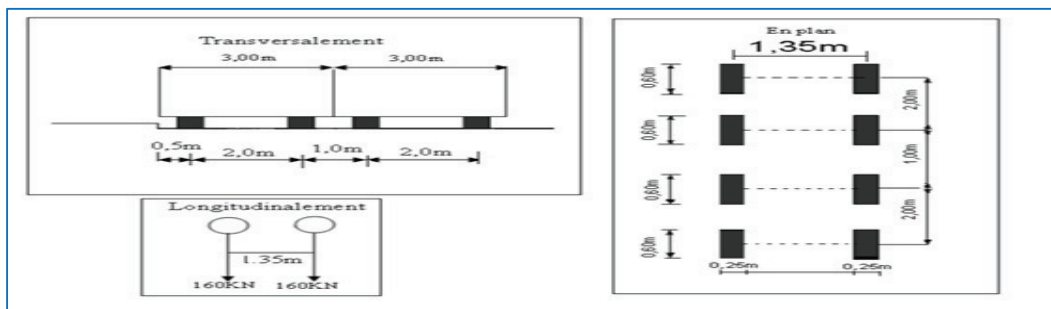
Tableau.V.8. Charge (b_t) par essieu

Figure.V.4. Les dimensions du système Bt (10)

V.3.2.3. Système de surcharge Br

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de **10t** à travers une surface d'impact rectangulaire de **0,3m x 0,6m**. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

Donc calculons le coefficient de majoration dynamique **δ_{br}**

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,4L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{avec } S_{br}=10t$$

Donc **$\delta_{br} = 1,054$**

Alors **$Br = \delta_{br} * S_{br}$**

$$\mathbf{Br=10,54}$$

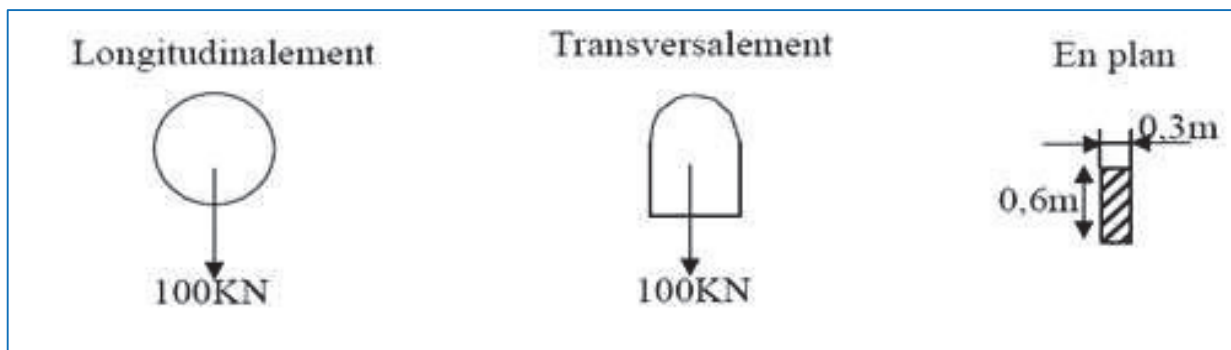


Figure.V.5. Disposition du système Br. (10)

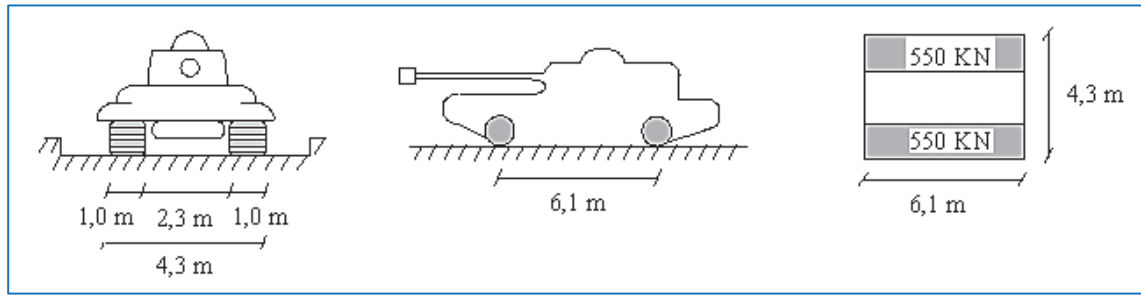
V.3.2.4. Surcharges Militaires

On considère deux classes de convois : la classe **M120** : chaque classe se compose de deux systèmes **Me** et **Mc** les convois militaires sont souvent les plus défavorables.

Pour notre calcul on tient compte de la charge **Mc120**.

Dans le sens transversal, on ne dispose qu'un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité, mais il faut que leur intervalle soit **$\geq 36,60m$**



Transversalement

Longitudinalement

En plan

Figure.V.6. disposition du convoi militaire (10)

Sa masse totale : **S=110t**

Longueur d'une chenille : **6,10m**

Largeur d'une chenille : **1m**

Calculons le coefficient de majoration dynamique de surcharge militaire δ_{Mc120}

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,4L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}} \quad \text{Alors} \quad \delta_{Mc120} = 1,099$$

$$\text{Alors } M_{c120} = \delta_{Mc120} \cdot S = 1,099 \cdot 110$$

$$M_{c120} = 120,89 \text{ t/6,10}$$

$$\mathbf{M_{c120} = 19,82 \text{ t/ml}}$$

V.3.2.5. Surcharge exceptionnelle (convoi D₂₄₀)

Les surcharges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type **D** comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de **240 t** de poids total.

$$P = 240 \text{ t} \quad \text{Soit } P/l = 240/18,6 = 12,90 \text{ t/ml} \quad \text{d'où} \quad \mathbf{P = 12,90 \text{ t/ml}}$$

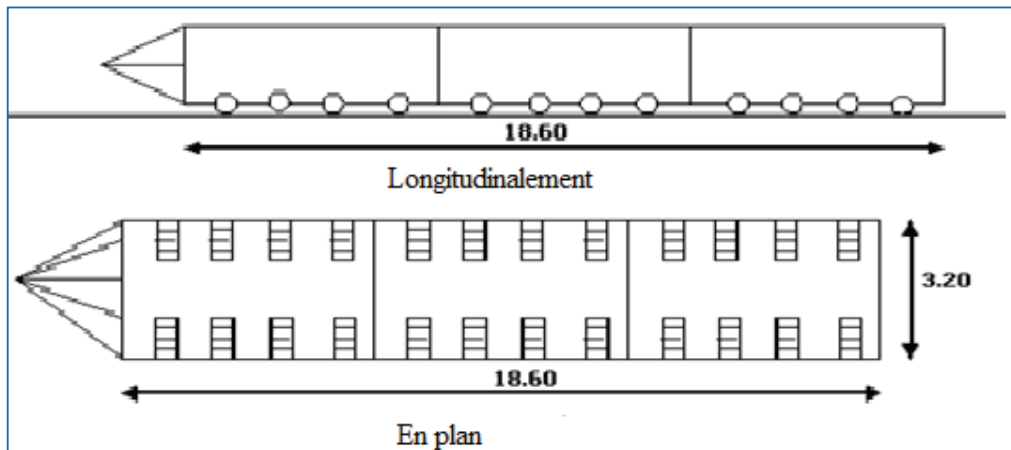


Figure.V.7. Disposition de D240 en plan . (10)

V.3.2.6. Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur sont de deux types : surcharges locales et générales. Ces surcharges ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

- Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises ou longerons). une charge uniforme de **450 daN/m²** réservée pour les trottoirs y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.
- Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage.

En général, une charge uniforme de **150 daN/m²** appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

La largeur du trottoir est de **1,5m**

- Un trottoir chargé : $St = 0,15 \times 1,5$ **$St = 0,225t/ml$**

- Deux trottoirs chargés : $St = 0,15 \times 1,5 \times 2$ **$St = 0,450t/ml$**

V.3.2.7. Les Efforts de Freinage

Ils sont utilisés généralement pour la justification des piles, culés et des appareils d'appuis.

Les charges des systèmes **A(L)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réactions de freinage ; les efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.



effort de freinage dus à : A(L)

$$HF_{(A(L))} = \frac{QA(L)}{20 + 0,0035 * S}$$

Avec :

$$Q_{A(L)} = SA(L).L$$

$$S : \text{surface chargée.} \Rightarrow S = 18 * 2 * 3,5 = 126 \text{m}^2$$

$$\text{Alors } QA(L).L = 18 * 126$$

$$Q_{A(L)} = 226,8 \text{t}$$

$$HF = 11,09 \text{t}$$



effort de freinage dus à la surcharge ‘Bc’

Chaque camion **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids propre il faut noter qu'un seul camion est supposé freiner.

$$\text{Soit } HF_{Bc} = 30 \text{t}$$

Remarque

- Cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ;
- Les coefficients b_c ne s'appliquent pas à cet effort ;

V.3.2.8. Les efforts Sismiques

On appelle séisme toute succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. il est d'usage de considérer l'action sismique d'un pont comme le résultat d'un mouvement de translation d'ensemble du sol selon les trois (3) directions. Vu l'envergure de notre projet nous considérons que deux directions seulement (Horizontale et Verticale).

$$\checkmark \text{ L'effort horizontal : } F_H = \sum_0^n \Upsilon^h . G_t$$

$$\checkmark \text{ L'effort vertical : } F_V = \sum_0^n \Upsilon^v . G_t$$

Avec:

Υ^h : L'accélération horizontale.

Υ^v : L'accélération verticale.

G_t : poids propre du tablier.

Tableau.V.8. Spectre de réponse (6)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,20

La Wilaya de Relizane se trouve dans la zone IIa selon répartition des zones du RPOA VER-2008 donc : (6)

$$\sum \gamma h = 20\% \text{ alors } F_H = 0.20 \times 315,45 = 63,09t$$

$$\sum \gamma v = 6\% \text{ alors } F_V = 0.06 \times 315,45 = 18,92t$$

V.3.2.9. Effort du vent

D'après le **fascicule 61 titre 2** du **CPC** relève que pour la plupart des ponts à poutres il n'est pas généralement nécessaire de procéder à un quelconque recueil de données relatives aux vents.

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité est assimilée à une valeur caractéristique :

- **2000N/m²** pour les ouvrages en service
- **1000N/m² ou 1250N/m²** pour les ouvrages en cours d'exécution.

Vu le poids de la structure et les autres charges qui lui sont appliquées, on peut en déduire que l'intensité de l'effort du au vent reste négligeable.

A titre informatif, la norme **ENV1991-2.4** propose un modèle simplifié d'actions dynamiques en traitant les vibrations dues aux tourbillons, à la combinaison vent-pluie pour certains types de ponts.

V.3.2.10. Actions thermiques

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts surtout pour le dimensionnement des joints de chaussée. **L'Eurocode 1 (ENV-1991-2.5)** définit les actions thermiques à prendre en compte et fait intervenir un coefficient de dilatation thermique. (11)

⇒ Variations uniformes

Etant donné le site d'étude est localisé au nord on prend des variations de température uniformes comme suit : $+35^{\circ}$ et -15°C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre $+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$) et les températures extrêmes ci-dessus.

Tableau V.9. Gradient thermique (10)

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

V.4. COMBINAISON D'ACTIONS

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d'abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

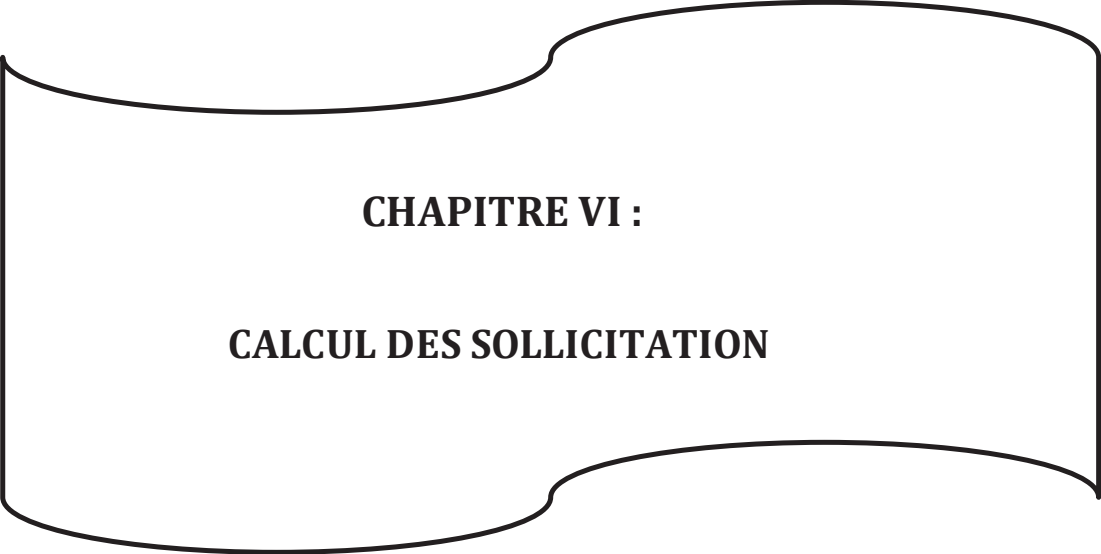
Tableau V.10. Les coefficients multiplicateurs des actions. (10)

Actions	ELU	ELS
Poids propre G	1.35	1
Charges à caractère civil (A(l), B)	1.6	1.2
Surcharge sur trottoirs St	1.6	1
Convoi Mc120	1.35	1
Système militaire D240	1.35	1

V.5. CONCLUSION

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (**RCPR**). Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui effectué

à l'aide de logiciels de modélisation et calcul (Autodesk robot).



CHAPITRE VI :

CALCUL DES SOLLICITATION

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

VI.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC RSAP

Nous utiliserons Autodesk robot structural Analysis professionnel (2014) pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M, T) en chaque point du tablier.

C'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques...etc.

Étant donné que l'ouvrage est isostatique comportant deux travées identiques et indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de **25cm** reposant sur 07 poutres).

Pour l'étude du tablier on a choisie l'élément finis « coque » les poutres sont modélisées par des barres, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double, la dalle quant à elle est modélisée par un panneaux à 4 nœuds, les surcharges sont introduites et disposées suivant le règlement **RCPR**, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

- **Modélisation du tablier :**

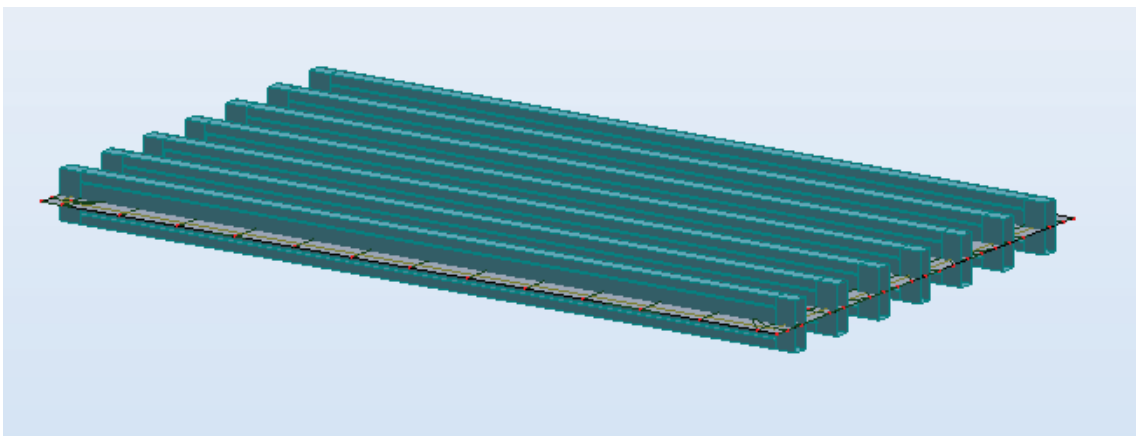


Figure.VI.1. Modèle numérique du tablier

Tableau récapitulatif des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique :

Tableau VI.1. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2014

Combinaison	Moment max (MN.m)	Effort tranchant (MN)
Poids propre	0,63	0,29
CCp	1,12	0,13
St	0,28	0,016
Al (2voies chargées)	0,54	0,216
Bc (2voies chargées)	0,35	0,22
Mc120	0,05	0,31
D240	0,77	0,40

Tableau VI. 2. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

Combinaison	Moment max (MN.m)	Effort tranchant (MN)
ELU:1,35G+ 1,6 (Al2v+St)	3,199	0,725
ELU :1,35G+1,6(Bc2v+St)	3,186	0,798
ELU : 1,35 (G+Mc120)	2,424	0,602
ELU : 1,35 (G+D240)	3,223	0,853
ELS : G + 1,2 Al2v+ St	2,545	0,537
ELS : G + 1,2 Bc2v+ St	2,310	0,575
ELS : G + Mc120	1,796	0,446
ELS : G + D240	2,387	0,616

La combinaison des charges intervient après avoir modélisé les différents éléments du pont, elle permet de connaître le moment maximal en travée et sur appuis du système le plus défavorable, elle s'effectue comme suit : (détail voir l'annexe)

- ELU: 1,35 (G+D240)
- ELS: G+D240

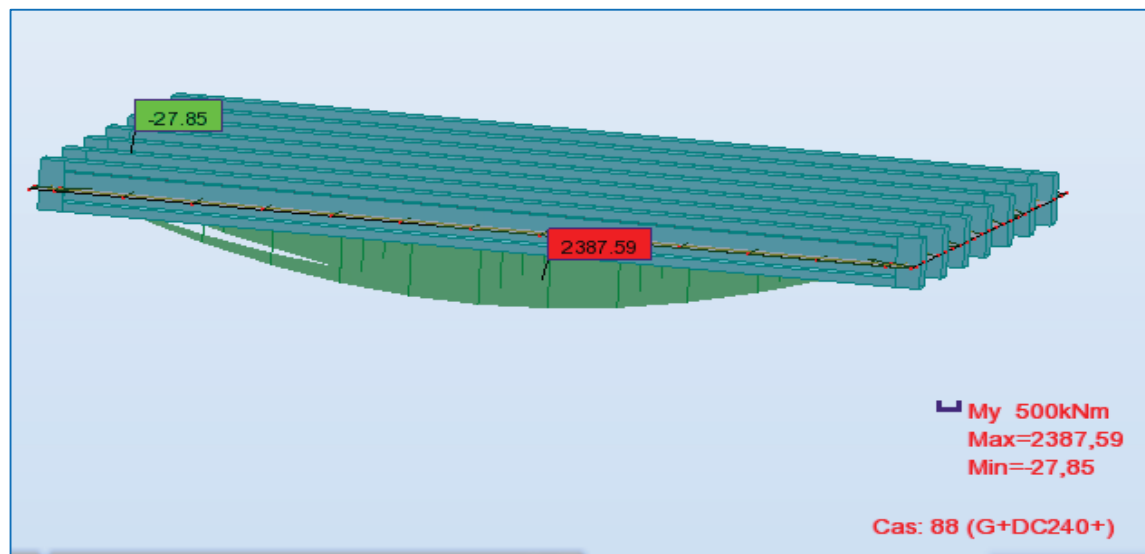
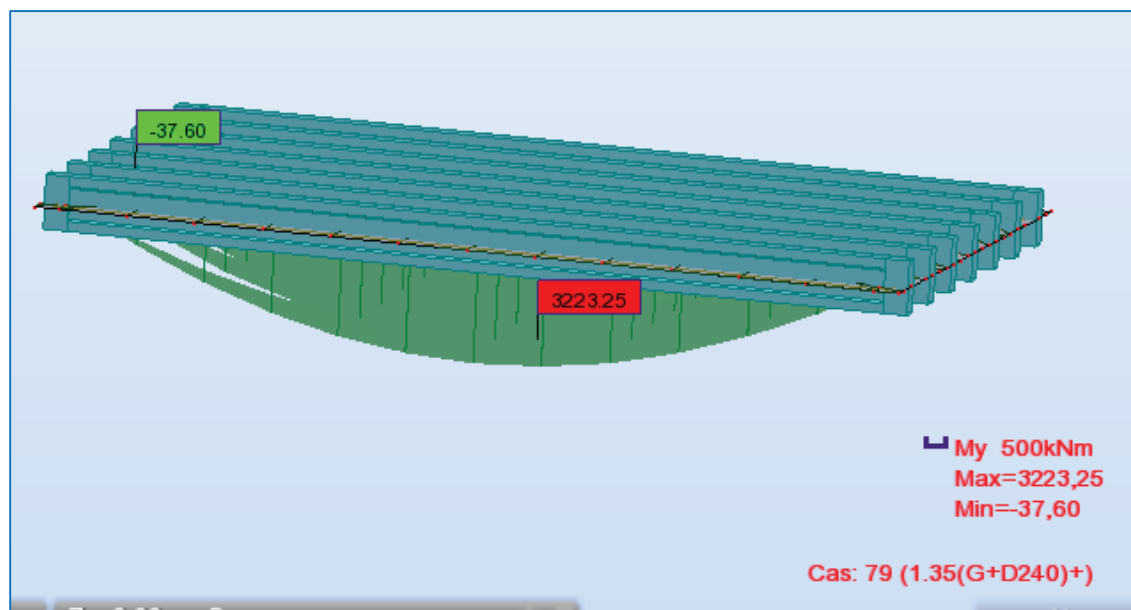
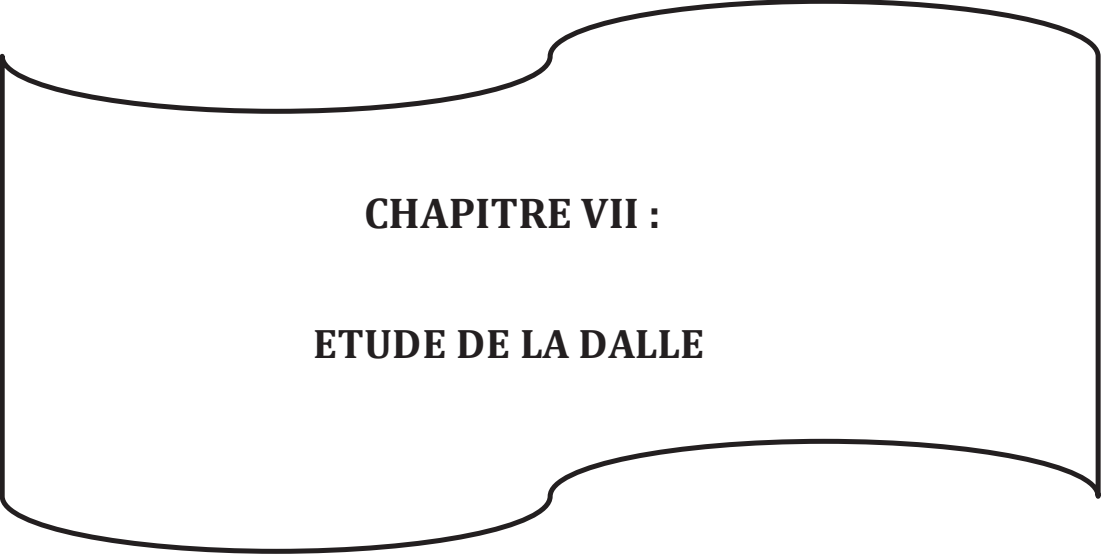


Figure VI.2. Moment maximal à l'ELS par combinaison (G+D240) obtenu par RSPA2014

Figure VI.3. Moment maximal à l'ELU par combinaison 1,35(G+D₂₄₀) obtenu par RSPA2014



CHAPITRE VII :

ETUDE DE LA DALLE

VII. ETUDE DE LA DALLE

VII.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Considérant que notre tablier est Dépouillé d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, en assurant deux (2) fonctions :

- L'entretoisement.
- La transmission des charges aux poutres.

Cette étude se résume en :

- L'étude de la flexion globale.
- L'étude de la flexion locale.

Pour notre cas, la dalle a une épaisseur de **25cm**, recouverte d'une couche de revêtement de **8cm**.

VII.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferrailage on adopte une bande de **1m** de longueur.

❖ Les hypothèses

$$b=1\text{m}, h= 25\text{cm} \quad f_{c28}=35\text{MPa} ; f_{t28}=2,7\text{MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{St} = 229 \text{ MPa}.$$

VII.3. ETUDE DE LA FLEXION

La dalle présente une largeur de **10,60m** et une épaisseur de **25cm**, et s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de **1,50m**.

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : **flexion locale et flexion générale**. **Flexion locale** est la flexion due au moment fléchissant transversale suivant la direction yy' , en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres et on prend 1mètre linéaire dans le sens longitudinal. (12)

Flexion générale, on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinale suivant la direction xx' .

VII.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Le résultat des sollicitations dues à la flexion locale (M_{yy}), déterminer à partir logiciel robot RPSA.

Tableau .VII.1. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.

ELS	Moment en travée	Moment sur appuis
	(KN.m)	(KN.m)
G+1.2 AL+ST	4.27	6.72
G+1.2 BC+ST	37.77	33.35
G+1.2 BT+ST	44.43	40.27
G+MC120	34.33	18.53
G+D240	8.13	15.39
Max	44.43	40.27

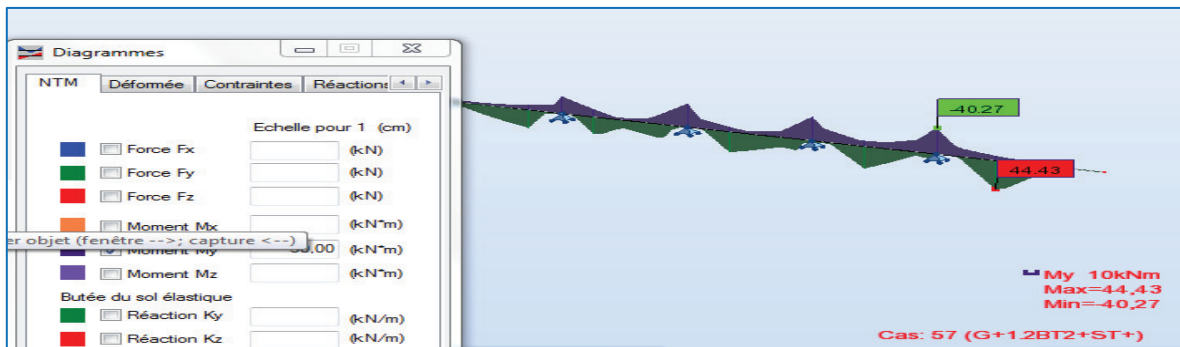


Figure.VII.1. Le diagramme de M_y maximale dans le sens transversal.

D'après les résultats obtenus le moment utilisé pour calculer de ferrailage dans le sens transversal de la dalle égale à **44,43KN.m** pour la nappe inférieure est **40,27KN.m** pour la nappe supérieure.

VII.4.1. flexion locale

VII.4.1.1. Ferrailage

Vu que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et **0,25m** de hauteur.

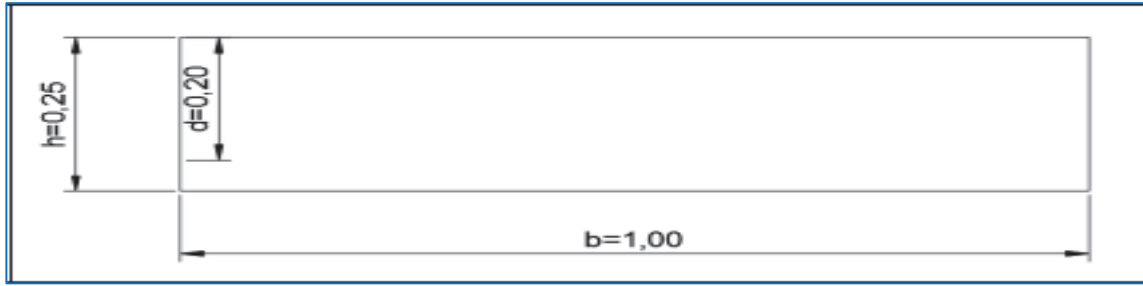


Figure.VII.2. Section d'étude du ferrailage de la dalle.

D'où pour le dimensionnement on suit les étapes suivantes : (12)

$$\text{Si } M_{\text{ser}} \leq \bar{M}_1$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{z \bar{\sigma}_{St}}$$

$$\text{Avec : } \bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} X Z \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{X}{3} \quad X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{St}} d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = \max(200; 228,23) = 228,23 \text{ MPa.}$$

⇒ Vérification de la condition de non fragilité

Une fois la section A_s est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale normalisée.

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d$$

$$\text{Avec: } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\text{A.N: } A_{\min} = 0,23 \frac{2,7}{400} \cdot 1,0 \cdot 20 = 3,10 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA10 = 3,14 cm²/m**

Les résultats du calcul de la section d'acier et la vérification de la dernière condition sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VII. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

	ELS	
	Sur appuis	En travée
$M_{ser} \text{ (MN.m)}$	0,04027	0,04443
x	0,111	0,111
Z	0,163	0,163
$\bar{M}_1 \text{ (MN.m)}$	0,184	0,184
$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	10,82	11,94
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3,10	3,10

- **Résultats des calculs aux ELS** : (voir annexe SOCOTEC)

1. Contrainte du béton de fibre inférieure et de fibre supérieure respectivement :

$$0 \text{ MPa} < 21,0 \text{ MPa} \text{ et } 0,83 \text{ MPa} < 21,0 \text{ MPa}$$

2. Contrainte des armatures inférieures :

$$-37,5 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

VII.4.1.2. disposition constructive

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent

$$\text{Avoir un diamètre } \phi \leq \frac{h}{10}$$

$$\text{A.N: } \phi \leq \frac{250}{10} = 25 \text{ mm.}$$

VII.4.1.3. Espacement des armatures

Dans le cas des charges réparties et de fissurations peu préjudiciable on a :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm armatures dans le sens } L_x.$$

$$S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm armatures dans le sens } L_y.$$

VII.4.1.4. Choix les aciers transversale

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	11,94	HA16 tous les 17 cm ($A_S = 12.06\text{cm}^2$)
Nappe supérieure	10,82	HA16 tous les 17 cm ($A_S = 12.06\text{cm}^2$)

Tableau .VII. 3. Choix des armatures transversales

VII.4.1.5. Schéma de ferrailage transversal

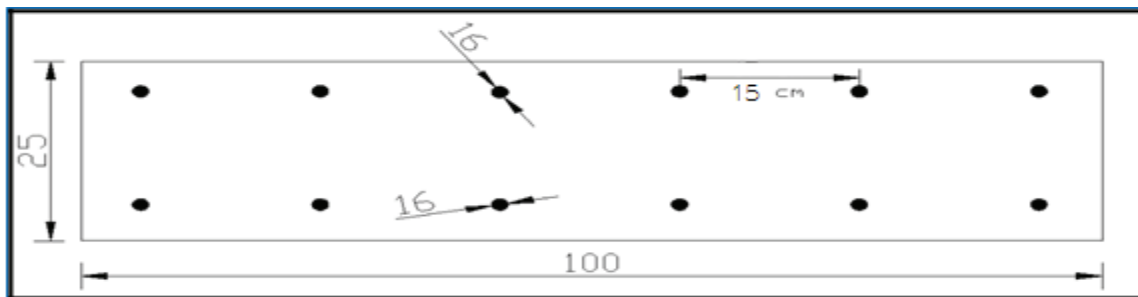


Figure.VII. 3. Schéma de ferrailage transversal de la dalle

VII.4.2. Flexion globale

VII.4.2.1. Ferrailage

Vue que la dalle s'appuie sur les poutres en béton précontrainte, qui vas prendre la totalité de la charge alors la section d'acier longitudinale égale le tiers des sections d'aciers dans le sens longitudinale.

$$A_{S \text{ long}} = \frac{A_{STR}}{3}$$

Le ferrailage sur appui : $A_{STR} = 3,60 \text{ cm}^2$

Le ferrailage à mi- travée : $A_{STR} = 3,98 \text{ cm}^2$

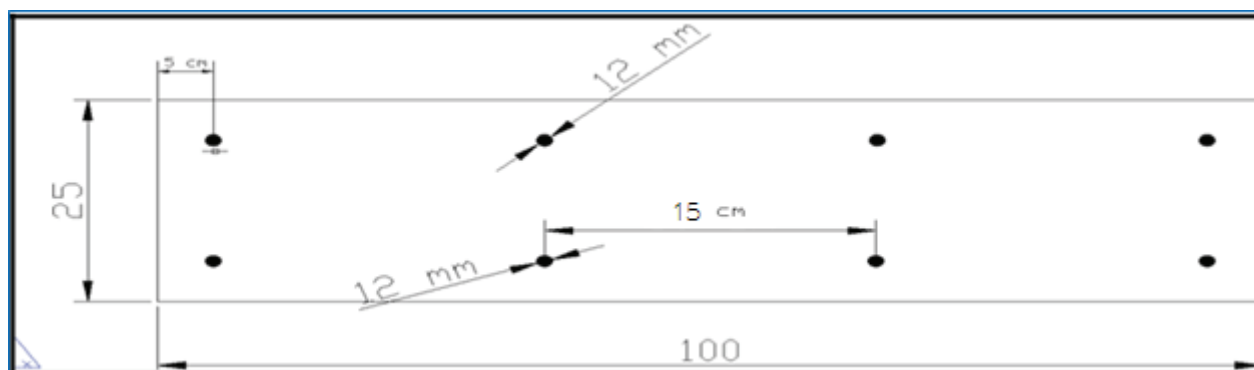
VII.4.2.2. Choix les aciers longitudinale

Tableau .VII. 4. Choix des armatures longitudinales.

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	3,98	HA12 tous les 30 cm A _S = 4.52 cm ²)
Nappe supérieure	3,60	HA12 tous les 30 cm A _S = 4.52 cm ²)

VII.4.2.3. Schéma de ferrailage longitudinal

Figure.VII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.



VII.5. Vérification de non poinçonnement

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures

Transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq (0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'ELU égale à **1,6 P**.

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.

h : Epaisseur de la dalle égale 25cm.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à $2(a + b)$.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28.

$h_0 = 0,25m$. h_1 (épaisseur de revêtement) = $0,08m$; $\xi = 0,75$ pour des revêtements moins résistants.

■

La surface d'impact

$U_c = 2(a+b)$ tel que : $a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 35MPa$

- Convoi B_c

Roue de 60KN : $a_0 = b_0 = 0,25m$; $a = b = 0,62$

Roue de 30 KN : $a_0 = b_0 = 0,2m$; $a = b = 0,57$

- Convoi B_t

Roue de 80KN : $a_0 = 0,6m \Rightarrow a = 0,97$; $b_0 = 0,25m \Rightarrow b = 0,62$

- Convoi B_r

Roue de 100 KN : $a_0 = 0,3m \Rightarrow a = 0,67$; $b_0 = 0,6m \Rightarrow b = 0,97$

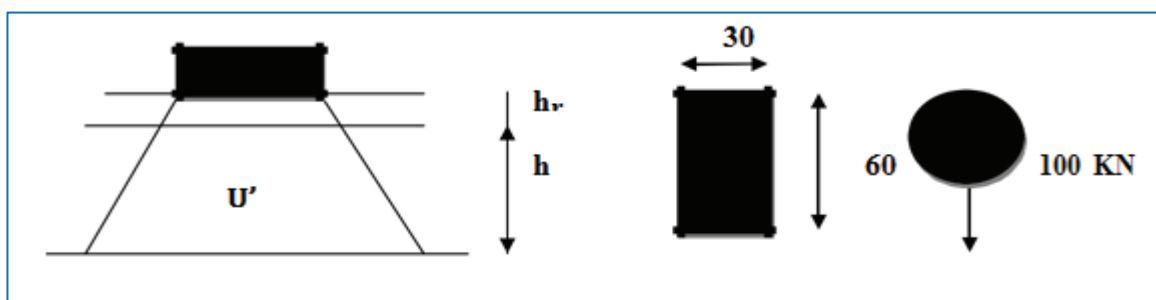


Figure.VII.5. La transmission de la charge « Br »

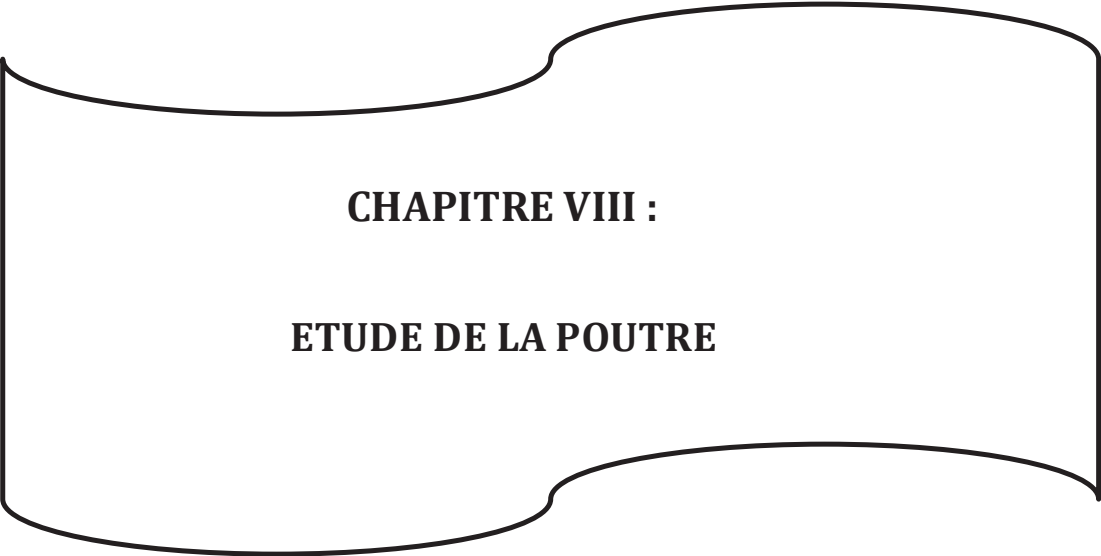
Tableau.VII. 5. Vérification de non poinçonnement

Surcharge	P(KN)	Qu(MN)	Uc (Cm)	$0,045 \frac{Uc h f_{c28}}{\gamma_b}$
Bc	60	0,096	2,48	0,651
	30	0,048	2,28	0,598
Bt	80	0,128	3,18	0,834
Br	100	0,160	3,28	0,861

D'après le tableau, la condition de non poinçonnement est vérifiée.

VII.6. CONCLUSION

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). Néanmoins, c'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont qui seront présenté dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VIII :

ETUDE DE LA POUTRE

VIII.1. INTRODUCTION

Les poutres sont considérées de sections en T, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre côté sur un appui double.

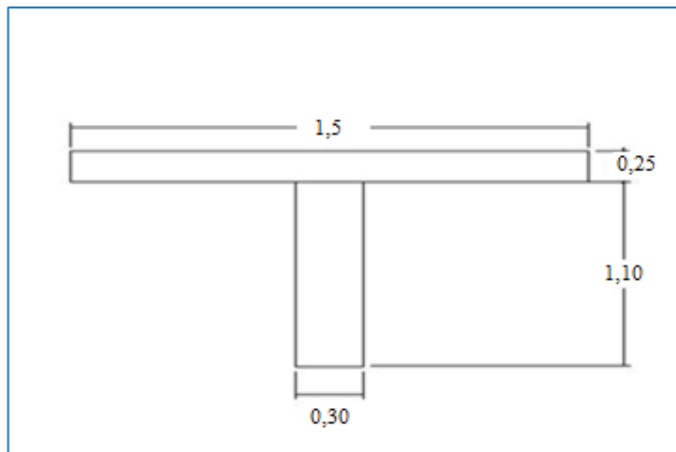


Figure.VIII.1. poutre +dalle

D'après le calcul des moments et les efforts tranchants ont été effectués grâce au logiciel ROBOT et voici les résultats résumés dans le tableau suivant :

Combinaison d'actions	Moments (t.m)	Efforts tranchant (t)
ELU	322,3	85,3
ELS	238,7	61,6

Tableau.VIII.1.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants

✓ **Les hypothèses**

$h_0=0,25\text{m}$, $h=1,35\text{m}$, $b=1,50\text{m}$, $b_0=0,30\text{m}$ et $d=0.9h$ alors $d= 1,215\text{m}$ $\gamma_b = 1,5$

$M_u=3,223 \text{ MN.m}$ $f_{c28}=35\text{Mpa} \Rightarrow f_{t28}=2,7$; $F_e=400\text{Mpa}$

NB : fissuration préjudiciable

VIII.2. DIMENSIONNEMENT A L'E.L.U.S D'UNE SECTION EN T *SOUS* FLEXION SIMPLE

- Calculons le moment restant de la table de compression.

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

Chapitre VIII

Etude de la poutre.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = 19,83 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{3,223}{0,30 \cdot (1,215)^2 \cdot 19,83}$$

$$\mu = 0,366$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ Avec : } f_e = 400 \text{ MPa} ; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \xi_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,66$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,389$$

$\mu < \mu_R = 0,389 \Rightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,366})$$

$$\alpha = 0,602$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 1,215(1 - 0,4 \cdot 0,602)$$

$$Z = 1,03 \text{ m}$$

Calculons le moment restant de la table de compression

$$M_t = 1,50 \cdot 0,25 \cdot 19,83 \cdot (1,215 - 0,25/2)$$

$$M_t = 8,11 \text{ MN.m} \quad \text{Alors } M_u < M_t$$

Donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la table donc le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_{\sigma st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{3,223}{1,03 \cdot 348}$$

$$A_{st} = 89,91 \text{ cm}^2 \text{ choix du ferrailage } 12T32 = 96,51 \text{ cm}^2$$

VIII.3. CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE ELS

$$M_s = 2,387 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

$$0,75x^2 + 0,1447x - 0,1758 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X_1 = 0,397 \text{ m}$$

$X_0 > h_0$ donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = bx^3/3 + nA_{sc} (X-d')^2 + nA_{st} (d-X)^2 \quad (A_{sc}=0)$$

$$I = 0,13 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot X/I = \frac{2,387}{0,13} \cdot 0,397$$

$$\sigma_{bc} = 7,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max} (0,5f_e ; 110\eta \sqrt{f_{t28}}) \right) \text{ où } \eta = 1,6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-X)}{I} = 15 \cdot \frac{2,387 \cdot (1,215 - 0,397)}{0,13}$$

$$\sigma_{st} = 225,29 \text{ MPa} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{st} = 229 \text{ MPa}$$

$$225,29 \text{ MPa} < 229 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.1. Les Armatures de Répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{96,51}{4}$$

$$A_r = 24,13 \text{ cm}^2 \quad \text{choix du ferrailage } 4T32 = 32,17 \text{ cm}^2$$

VIII.3.2. Calcul des armatures transversales

$$T_{\max} = 0,853 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0,853}{0,30 \cdot 1,215}$$

$$\tau_u = 2,34 \text{ Mpa}$$

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (3,5 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{\text{adm}} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,34 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 3,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.3. Section et armature de l'âme

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; h_0/10 ; \Phi_{\min})$$

D'où $\Phi_{\min}$ est le diamètre minimum des armatures longitudinales $\Phi_t = \min (3,85 ; 2,5 ; 3,2)$

$$= 25 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

$$\delta_t \leq \frac{0,8 X f_{e*} A_t}{b \cdot 0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{tj}' * K)} \quad (K=1 \text{ flexion simple}), \quad A_t = n \Phi_t = 5 \Phi_{12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj}' = \min (f_{t28} ; 3,3 \text{ Mpa}) = \min (2,7 ; 3,3 \text{ Mpa}) \text{ on prendra alors } f_{tj}' = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\delta_t \leq 72,84 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min \left[\frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b \cdot 0} ; 0,9d ; 40 \text{ cm} \right] = \min [10,72 ; 0,74 ; 0,40]$$

$$\delta_t \leq 40 \text{ cm}$$

Effet de l'effort tranchant

Au niveau d'appui, on a trouvé $A_r = 4T32 = 32,17 \text{ cm}^2$ la section d'armatures inférieure au niveau de l'appui

Alors on doit vérifier $A_r \delta_t > T_u$

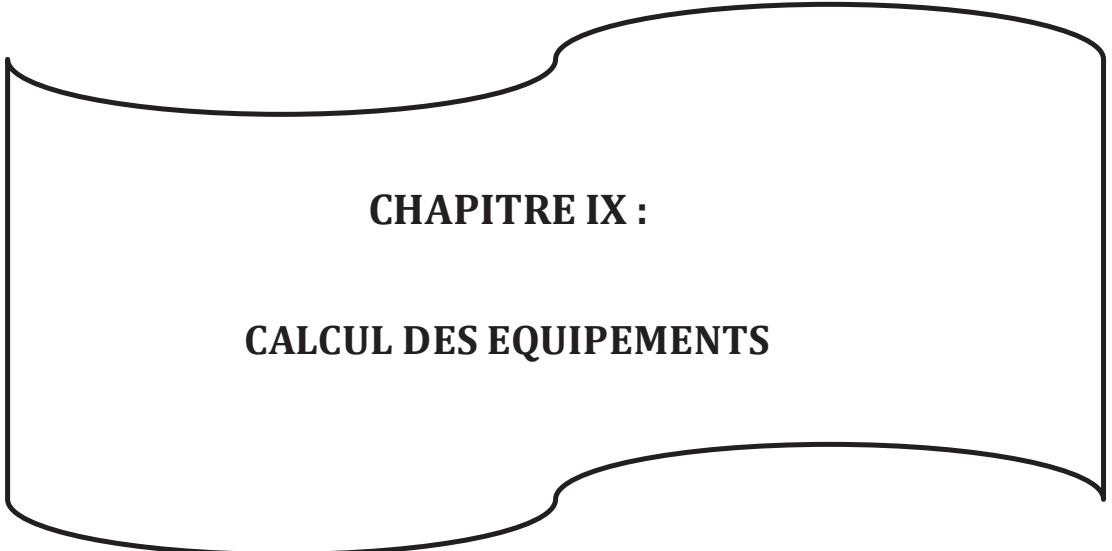
$$\delta_t = 12,86 \text{ MN} > T_u = 0,853 \text{ MN} \quad \text{Alors condition vérifiée.}$$

VIII .4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le ferrailage nécessaire des poutres pour résister aux efforts appliqués et limiter la flèche.

Ces poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des

équipements sur le tablier. Ce dernier nécessite aussi une étude qui sera traitée dans le chapitre suivant.



CHAPITRE IX :

CALCUL DES EQUIPEMENTS

IX. CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure. Ils doivent faire l'objet d'une étude très fine au stade de l'avant-projet car leur modification au stade de construction de l'ouvrage.

IX.2. LES APPAREILS D'APPUIS

Les poutres des tabliers reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils appelés

« appareils d'appuis », conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux qui lient le chevêtre avec les poutres d'un pont.

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

- ✓ Les articulations en béton.
- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- ✓ Les appareils d'appui spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appui métallique.

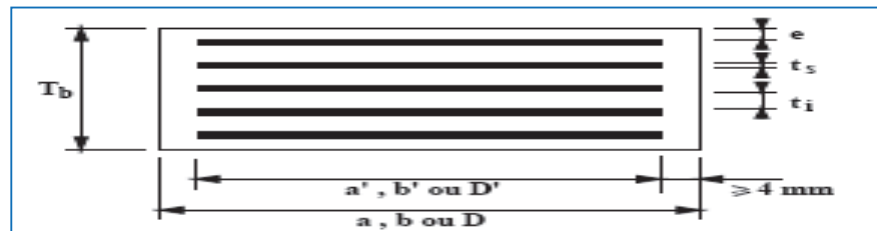


Figure. IX.1. Dimension en plan de l'appareil d'appui

Pour notre cas on a utilisé l'appareil d'appui en élastomère fretté. Ces appareils sont constitués d'un empilage de plusieurs plaques d'un élastomère (polychloropène) commercialisé sous le nom de « néoprène » liées entre elle et frettées par des plaques métalliques.

- ✓
- ✓ Grâce aux propriétés de l'élastomère ces appareils laissent les mouvements de
- ✓ déplacement et de torsion du tablier par rapport à ses appuis en toute liberté.
- ✓ Le principal intérêt de ces appareils d'appuis, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent, ils prennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations.

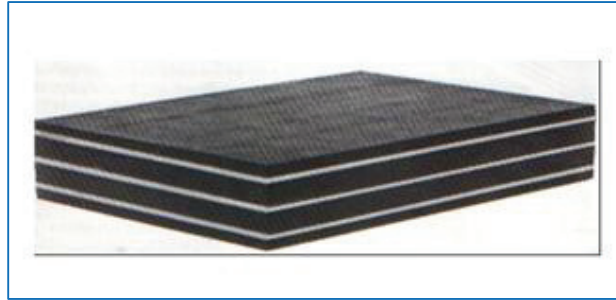


Figure.IX.2. appareil d'appui en élastomère fretté

IX.2.1. Aire de l'appareil d'appui

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA, on a :

La désignation d'un appareil d'appui est : $a \times b \times n (t + e)$

Avec :

a : cote parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b : cote perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

n : nombre des feuilles élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire.

e : épaisseur d'une frette intermédiaire.

$R_{max} = 0,853 \text{ MN}$: réaction maximal à ELU obtenu par logiciel RSPA.

$R_{min} = 0,602 \text{ MN}$: réaction minimal à ELU obtenu par logiciel RSPA.

Tableau.IX.1. Détermination de l'air de l'élastomère

Condition	Non-cheminement $\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa}$	Non-écrasement $\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 15 \text{ MPa}$
Application numérique	$N_{\min} = \frac{R_{\min}}{2} = 0,301 \text{ MN}$	$N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2} = 0,426 \text{ MN}$
Aire de l'appareil d'appui	$\frac{N_{\max}}{15} \leq ab \leq \frac{N_{\min}}{2}$ $28400 \leq ab \leq 150500 \text{ mm}^2$	
Résultats	Les dimensions de l'élastomère sont : 300×350 mm	

Il faut respecter les conditions suivantes

- La condition de non flambement
- L'épaisseur minimale.

IX.2.2. Hauteur nette de l'élastomère

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T :

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

$$30 < T < 60$$

On prend : T= 40 mm

T=n.t et t=10 mm (D'après SETRA BT N°4/1974)

$$n = \frac{T}{t} = 4 \text{ nombre de feuillets}$$

IX.2.3. Epaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy.a}}}{\sigma_{e.\beta}}$$

Avec :

σ_e : Limite élastique des frettes=2150Kg /cm² (pour les aciers de type E24, SETRA Bulletin technique)

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a.b}{(a+b).2t}$$

$$\beta = \frac{1050}{130} = 8,07$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a.b}$$

On prend : $e = 3\text{mm}$, donc la désignation de l'appareil d'appui est : **300 x 350 x 4 (10+3)**

IX.2.4. Vérification de l'appareil d'appui

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux, cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

IX.2.4.1. Résistance à la compression

La condition à vérifier est : $\sigma_m < 15\text{MPa}$

$$\text{Application numérique : } \sigma_{\text{ap}} = \sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a.b} = \frac{0,426}{0,105} = 4,05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

IX.2.4.2. Résistance sous force horizontale

Une distorsion apparaît sous l'effet des forces horizontales avec une contrainte de cisaillement résultant de trois calculs distincts.

$$\text{Les conditions à vérifier sont : } \left\{ \begin{array}{ll} \tau_{H1} \leq 0,5 \text{ G} & \text{soit } \tau_{H1} \leq 0,45 \text{ MPa} \dots\dots (1) \\ \tau_H \leq 0,8 \text{ G} & \text{soit } \tau_H \leq 0,72 \text{ MPa} \dots\dots (2) \\ \tau = \tau_{\text{ap}} + \tau_{\text{UT}} \leq 5 \text{ G} & \text{soit } \tau \leq 4,5 \text{ MPa} \dots\dots (3) \end{array} \right.$$

- Sous déformation lente U_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage) la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a.b} = \frac{G.U_1}{a.b}$$

Avec :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut $0,9\text{MPa}$.

$U_1 = 1,8 \text{ mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques, en fin de ce chapitre).

$$\text{Application numérique : } \tau_{H1} = \frac{G.U_1}{T} = \frac{0,9.1,8}{40} = 0,041 \text{ MPa}$$

La condition (1) est vérifiée : $\tau_{H1} = 0,041 \leq 0,45\text{MPa}$

- Sous effort dynamique H_2 une distorsion U_2 est engendrée et la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b} = 2G \frac{U_2}{T}$$

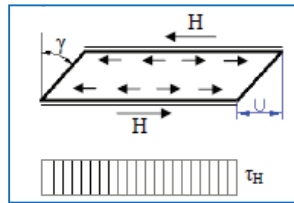


Figure IX.3. Contrainte de cisaillement

Avec :

H_2 : représentant le freinage de B_C
et dont la valeur s'élève à 30t.

Application numérique :

$$H_2 = \frac{30}{2 \times 7} = 2,14t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b} = 2G \frac{U_2}{T} = \frac{2,14}{300.350} = 0,20 \text{ MPa}$$

La condition (2) est vérifiée car la contrainte de cisaillement

Conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide τ_H

$$Vaut : \tau_H + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,040 + \frac{0,20}{2} = 0,14 \leq 0,72 \text{ MPa}$$

- Sous rotation α_T la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha = \alpha + \alpha_0$$

$\alpha_0 = 0,02$ rad étant la rotation permise par le joint de chaussée

$$\alpha = 0,003 \text{ rad}$$

Application numérique :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T = \frac{0,9}{2} \left(\frac{300}{40} \right)^2 (0,003 + 0,02) = 0,582 \text{ MPa}$$

La condition (3) est vérifiée car : $\tau = 3,257 + 0,24 + 0,582 = 3,912 \leq 4,5 \text{ MPa}$.

IX.2.4.3. Condition de non-soulèvement

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha_T \leq 3 T^2 \sigma_{app} / \beta a^2 G$$

$$\alpha_T = 0,023 \text{ rad}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{300.350}{2.10.(300+350)} = 8,07$$

$$\frac{3T^2 \sigma_{app}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 40^2 \times 4,05}{8,07 \times 300^2 \times 0,9} = 0,08 \text{ rad.} \quad \alpha_T = 0,023 \text{ rad} < 0,080 \text{ rad.} \quad \text{vérifié.}$$

IX.3.LES DES D'APPUIS

IX.3.1. Fonction des dés d'appuis

- 1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- 2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- 3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.

IX.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenterons par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5 cm.

$$A = a + 10 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8,8 \text{ cm}$$

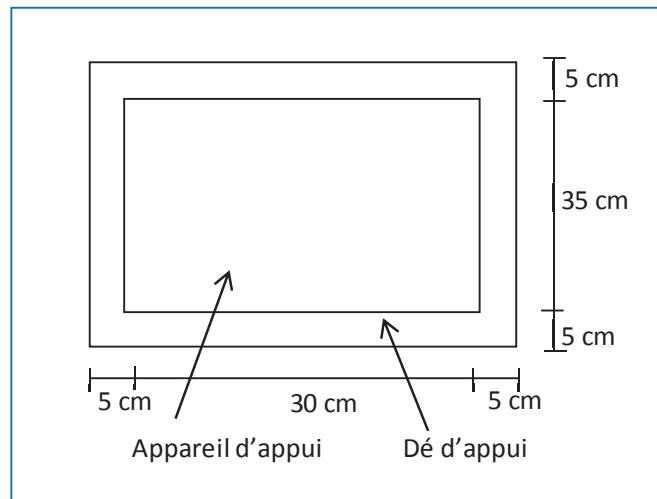


Figure.IX.3. Les dimensions des dés d'appuis

IX.3.3. Ferrailage

IX.3.3.1. Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bu} > \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bu} = K \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} \Rightarrow f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$K = 1 + \left[3 - \frac{a}{A} - \frac{b}{B} \right] \times \sqrt{\left(1 - \frac{a}{A} \right) \left(1 - \frac{b}{B} \right)}$$

$$K = 2,71$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{a.b} \quad N_u : \text{effort sur l'appui}$$

$$N_u = 0,426 \text{ MN} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,05 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\sigma_{bu} = 2,71 \times 17 = 46,07 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 4,05 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifie}$$

IX.3.3.2. Calcul des armatures

Acier à disposer en nappes quadrillées, capables de reprendre un effort R_u

$$R_u = 0,25 \times N_u \times \left[1 - \frac{b}{B} \right]$$

$$N_u = 0,426 \text{ MN}$$

$$R_u = 0,60092 \times \left[1 - \frac{0,3}{0,4} \right]$$

$$R_u = 0,15 \text{ MN}$$

$$A_s = R_u \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,15 \times \frac{1,15}{400} \cdot 10^{-4} = 4,31 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 soit 4,52 cm²

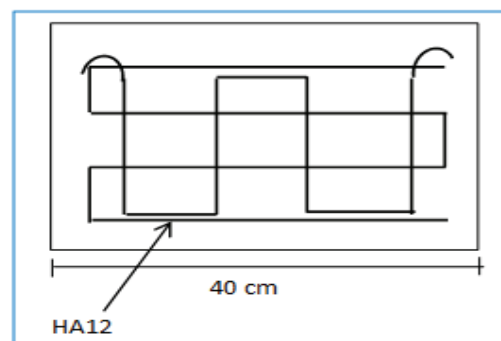


Figure.IX.4. Ferrailage du dé d'appui

IX.4. JOINTS DE CHAUSSEE

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, afin d'assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, efforts sismiques, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

IX.4.1. Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans le cas général un raccourcissement relatif :

$$\Delta l_T = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{l}{2}$$

Avec :

ΔL : Variation de la longueur

L : longueur dilatable ($L = 36 \text{ m}$)

α : Coefficient de dilatation ($\alpha = 10^{-5}$)

ΔT : Différence de température ($\Delta T = \pm 10^\circ$)

$$\Rightarrow \Delta l_T = 10 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{36}{2} = 0,18 \text{ cm}$$

IX.4.2. Retrait

Raccourcissement de béton du au retrait $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ (on fonction de la zone)

$$\Delta l_r = \varepsilon_r \times \frac{l}{2}$$

$$\Delta l_r = 2 \times 10^{-4} \times \frac{36}{2}$$

$$\Delta l_r = 0,36 \text{ cm}$$

IX.4.3. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

ε_f : Coefficient de fluage variant entre 2 et 3

$$\Delta l_f = \varepsilon_f \times \frac{l}{2}$$

$$\Delta l_f = 2,5 \times 10^{-4} \times \frac{36}{2}$$

$$\Delta l_f = 0,45 \text{ cm}$$

IX.4.4. Rotation d'extrémité sous chargement

Un déplacement horizontal des suites d'une rotation d'extrémité, est créé au niveau du joint de chaussée.

La formule permettant de calculer cette rotation est la suivante : $\Delta L' = h \cdot \tan \alpha$

Application numérique : $\Delta L' = 1,10 \cdot \tan 0,02 = 2,20 \text{ cm}$

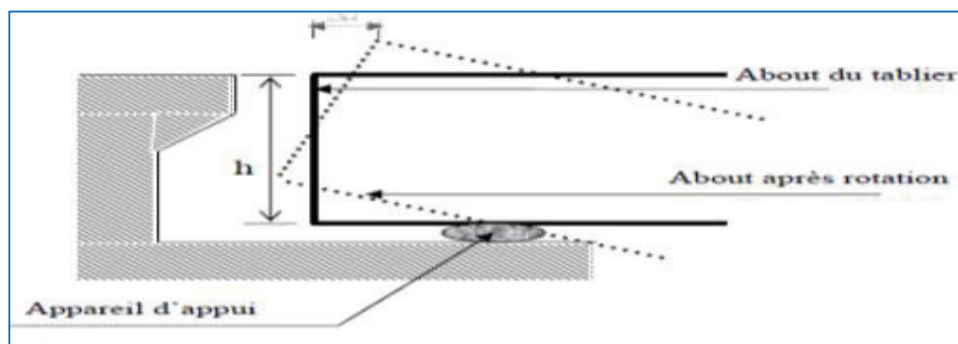


Figure.IX.5. Schéma représentatif de rotation d'extrémité

IX.4.5. Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait, le fluage et la rotation sous chargement.

$$\Delta L = \sum \Delta L = \Delta l_T + \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta L' = 0,18 + 0,36 + 0,45 + 2,20 = 3,19 \text{ cm}$$

IX.4.6. Choix des joints de chaussée

Le choix des joints de chaussée adéquat est basé sur la valeur du souffle des joints, qui est de 3,19 cm. Ce choix se fait selon des gammes de joints CIPEC (FREYSSINET) dont les intervalles sont dans le tableau suivant :

Tableau.IX.2. Game de joints CIPEC

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

Dimensions en mm. *Jusqu'à 1000

Les joints correspondants sont de souffle moyen, de type JEP3.

Ce joint est de la famille des joints à hiatus. Ces derniers composent de deux profilés en acier filé, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.

Ces éléments sont équipés de deux aciers sinusoïdaux de scellement qui sont noyés dans une longrine en mortier de résine adhérente à l'ouvrage.

IX.5. LES PLAQUES DE FIXATION

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur des appuis et aussi pour empêcher son glissement avec les poutres. Ils sont en épaisseur de 30mm avec une section supérieur à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

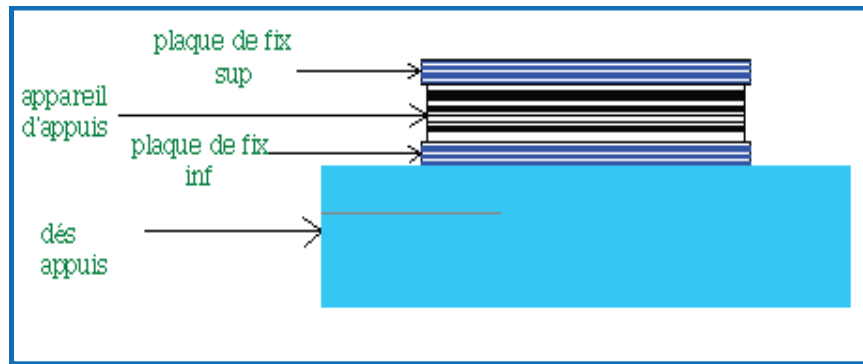


Figure.IX.6. plaque de fixation

IX.6. LES DISPOSITIONS RETENUES

- Les garde-corps : sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.
- 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 des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

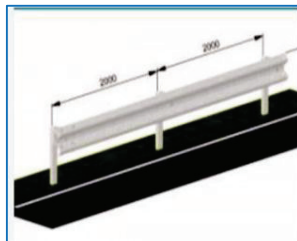


Figure .IX.7. Glissière de sécurité GS2

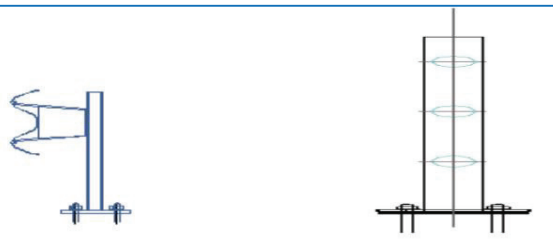


Figure .IX.8. Garde-corps BN04

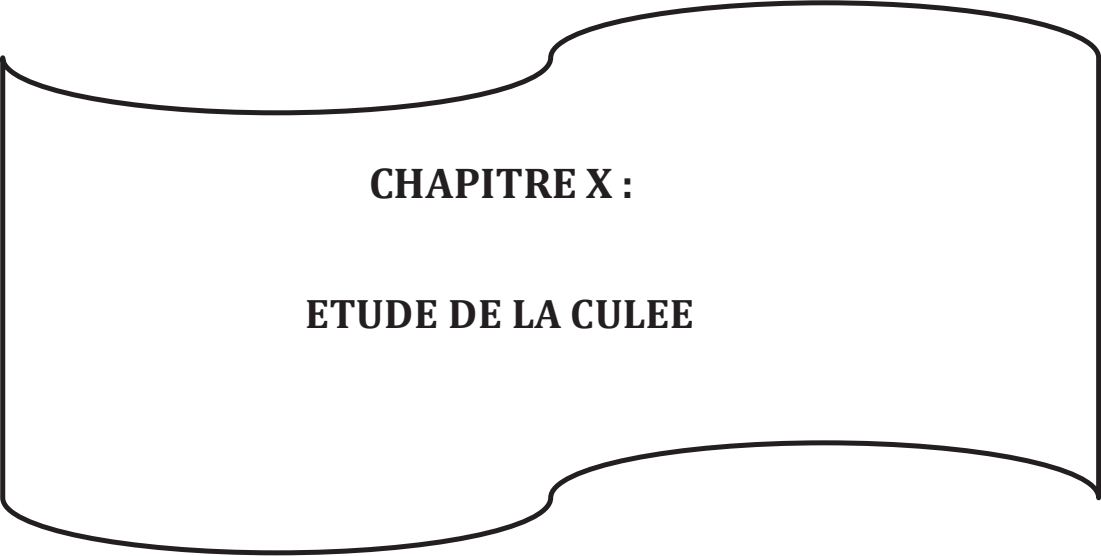
IX.7. ACCESSOIRES

Afin de compléter l'étanchéité générale au droit du joint de chaussée et la continuité du traitement du joint sur les trottoirs (ou zones non circulées), les accessoires suivant sont disponibles:

- ✓ Joint de trottoir de type PL et TO.
- ✓ Relevés de profilé d'extrémité + cache – bordures.
- ✓ Drain.

IX.8. CONCLUSION

Les différents équipements du tablier ont été dimensionnés avec précision de telle sorte à vérifier toutes les conditions nécessaires au bon fonctionnement de la structure durant toute sa durée de vie.



CHAPITRE X :

ETUDE DE LA CULEE

X. ETUDE DE LA CULEE

X.1. INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier, les murs latéraux associés sont, soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Elles ont double rôle :

- ✓ Assurer l'appui du tablier.
- ✓ Le soutènement des terres.

On distingue différents type des culées :

- ✓ Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées).
- ✓ Culées enterrées.
- ✓ Culées creuses.

⇒ Notre choix s'est porté pour les culées remblayées.

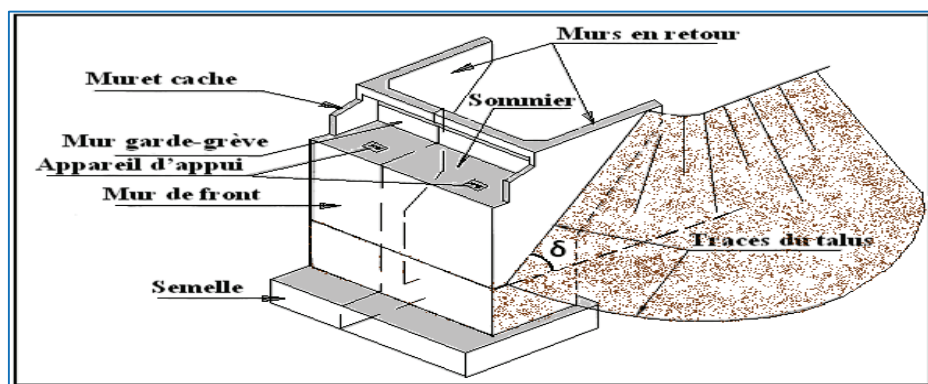


Figure.X.1. Morphologie d'une culée remblayée.

X.2. IMPLANTATION DE LA CULEE

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante: **H culée = côte projet – côte fondation.**

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau.X.1. Implantation de la culée

désignation	culée 1	culée 2
cote projet(m)	103,25	103,25
cote TN(m)	97,72	96,35
cote fondation(m)	95,47	95,47
hauteur de culées(m)	7,78	7,78

X.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE

(Détails voir annexe culée)

Le dimensionnement des culées remblayées est caractérisé par deux aspects :

- Il doit assurer la stabilité de la culée sous les efforts horizontaux et verticaux.
- Il doit assurer aussi une bonne résistance de la culée en tant que pièce en béton armé.

Dans notre cas, la culée se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une fondation superficielle surmontée par un mur de garde-grève et prolongé par des murs de retour.

Tableau.X.2. Dimension de la culée.

Elément	Hauteur ou largeur (m)	Longueur(m)	Epaisseur(m)
Mur de front	5,72	10,68	1,55
Mur de garde grève	1,66	10,68	0,30
Mur en retour	7,38	5	0,30
Dalle de transition	7,38	5	0,30
Corbeau	1,33	1	0,30
La semelle	6	11,22	1,50

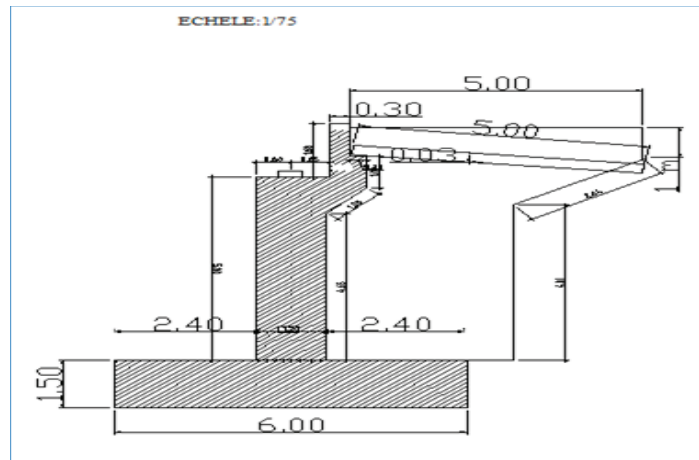


Figure.X.2. Schéma représentatif de la culée

X.4. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULÉE

X.4.1 Détermination du coefficient de poussée k_a

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

Avec :

$\varphi = 24^\circ$: angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: angle du talus à l'horizontal.

δ : angle de frottement remblai-culée.

Une densité de remblai $\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$.

$$k = \sqrt{k_H^2 + (1 \pm k_V^2)}$$

$$\tan \theta = \frac{k_H}{1 + k_V} \Rightarrow \theta = \arctg \left(\frac{k_H}{1 + k_V} \right)$$

Le coefficient de poussée pour les différents cas est présenté dans le tableau ci-dessous :

P: le poids de l'élément.

MS : le moment stabilisant

MR: le moment renversant.

Pt: la poussée des terres est égale à : $\frac{1}{2} k_{ah} \cdot H_{culée}^2$

PS: la poussée des surcharges est égale à $k_{ah} \cdot 1,2 \cdot S$ remblai

$$H = \frac{1}{3} H_{culée} + e_{semelle}$$

Force de freinage : $F=15t$ (Bc)

1,2 : est la surcharge sur remblais (t/m^2)

Pour évaluer l'action sismique et selon (R.P.O.A)

Notre ouvrage est de 1ère classe donc est classé comme :

Groupe de pont	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

Tableau.X.3. Les groupes du pont

La zone sismique **IIa** : activité sismique moyenne.

Coefficient d'accélération de zone $A=0.20$

Grouper dans la classe (**Sm**).

k_h : Coefficient sismique horizontal.

K_v : Coefficient sismique vertical.

$$\begin{cases} k_H = A & (\text{Selon R.P.O.A}) \\ k_V = 0,3 k_H \end{cases}$$

Tableau.X.4. Les coefficients de pondérations aux deux cas "sismique et normale"

Désignation	k_h	k_v	k	k_{ah}
condition sismique	0,2	-0,06	0,961	0,728
	0,2	0,06	1,079	0,796
condition normal	0	0	1	0,422

Tableau.X.5. l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants

désignation	conditions	$p \times k_h$	$p \times (1 \pm k_v)$	H(m)	V (m)	$M_R(t,m)$	$M_S(t,m)$
mur garde grève	CN= $0,3 \cdot 10,68 \cdot 1,66 \cdot 2,5 = 13,29$	0,00	13,94	0,83	8,14	11,57	0,00
	CS H+V ⁺	2,79	14,78	0,83	8,14	22,69	12,26
	CS H+V ⁻	2,79	13,10	0,83	8,14	22,69	10,88
corbeau	CN= $0,3 \cdot$ $(1+0,33 \cdot 0,5) \cdot 10,08 \cdot 2,5$ $= 8,80$	0,00	5,51	1,14	7,37	6,28	0,00
	CS H+V ⁺	1,10	5,84	1,14	7,37	8,12	6,66
	CS H+V ⁻	1,10	5,18	1,14	7,37	8,12	5,90
mur en retour -1-	CN= $(0,3 \cdot 1,5 \cdot 2,5) \cdot 2 = 7,5$	0,00	12,00	3,50	8,37	0,00	42,00
	CS H+V ⁺	2,40	12,72	3,50	8,37	20,09	44,52
	CS H+V ⁻	2,40	11,28	3,50	8,37	20,09	39,48
mur en retour -2-	CN= $((5+2,8) \cdot 1,47/2)$ $\cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 2$ $= 8,59$	0,00	26,25	3,00	7,19	0,00	78,75
	CS H+V ⁺	5,25	27,83	3,00	7,19	37,75	83,48
	CS H+V ⁻	5,25	24,68	3,00	7,19	37,75	74,03
mur en retour -3-	CN= $2,8 \cdot 4,91 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 2 = 20,62$	0,00	21,88	2,40	3,89	0,00	52,51
	CS H+V ⁺	4,38	23,19	2,40	3,89	17,02	55,66
	CS H+V ⁻	4,38	20,57	2,40	3,89	17,02	49,36
mur de front	CN= $1,55 \cdot 10,68 \cdot 5,72 \cdot 2,5$ $= 236,72$	0,00	268,51	1,30	5,27	349,06	0,00
	CS H+V ⁺	53,70	284,62	1,30	5,27	238,44	370,01
	CS H+V ⁻	53,70	252,40	1,30	5,27	238,44	328,12
semelle	CN= $11,22 \cdot 1,5 \cdot 6 \cdot 2,5 = 252,45$	0,00	455,40	0,00	0,75	0,00	0,00

	CS H+V ⁺	91,08	482,72	0,00	0,75	68,31	0,00
	CS H+V ⁻	91,08	428,08	0,00	0,75	68,31	0,00
poids des terres sur la dalle de transition	CN= 0,9·5·10,08·1,8= 81,64	0,00	74,36	3,64	8,50	0,00	270,76
	CS H+V ⁺	14,87	78,82	3,64	8,50	126,41	286,91
	CS H+V ⁻	14,87	69,90	3,64	8,50	126,41	254,43
dalle de transition	CN= 0,3·10,08·5·2,5= 37,8	0,00	34,43	3,40	7,86	0,00	117,06
	CS H+V ⁺	6,89	36,50	3,40	7,86	54,12	124,09
	CS H+V ⁻	6,89	32,36	3,40	7,86	54,12	110,04
poids des terres sur semelle	CN= 6·2,4·11,22·1,8= 290,82	0,00	690,70	1,83	5,19	0,00	1263,98
	CS H+V ⁺	138,14	732,14	1,83	5,19	716,95	1339,82
	CS H+V ⁻	138,14	649,26	1,83	5,19	716,95	1188,14
Réaction due au poids propre du tablier	CN= 17,95·32,4/2= 161,55	0,00	279,77	0,00	7,25	0,00	0,00
	CS H+V ⁺	55,95	296,56	0,00	7,25	405,67	0,00
	CS H+V ⁻	55,95	262,98	0,00	7,25	405,67	0,00
surcharge sur remblai (poids) 1t/m ²	CN= 1,2·2,3·11,22= 30,96	0,00	55,08	1,83	5,19	0,00	100,80
	CS H+V ⁺	11,02	58,38	1,83	5,19	57,17	106,84
	CS H+V ⁻	11,02	51,78	1,83	5,19	57,17	94,75
dés d'appuis	CN= 0,4·0,5·0,2·2,5·7= 0,7	0,00	0,50	0,00	7,10	0,00	0,00
	CS H+V ⁺	0,10	0,53	0,00	7,10	0,71	0,00
	CS H+V ⁻	0,10	0,47	0,00	7,10	0,71	0,00
surcharges de trottoir sur culée +20%	CN= 1,5·0,15·1,2·8,53·2= 4,60	0,00	3,88	2,35	8,88	0,00	9,12
	CS H+V ⁺	0,78	4,11	2,35	8,88	6,89	9,67
	CS H+V ⁻	0,78	3,65	2,35	8,88	6,89	8,57
surcharges de trottoir sur tablier+20%	CN= 1,5·0,15·1,2·9·2= 4,86	0,00	7,82	2,85	7,25	22,29	0,00
	CS H+V ⁺	1,56	8,29	2,85	7,25	11,34	23,62
	CS H+V ⁻	1,56	7,35	2,85	7,25	11,34	20,95
réaction du à la surcharge D240	CN= 240·(18·9,3/2)/18= 58	0,00	171,11	2,85	7,25	487,66	0,00
	CS H+V ⁺	34,22	181,38	2,85	7,25	248,11	516,92
	CS H+V ⁻	34,22	160,84	2,85	7,25	248,11	458,40
freinage du à Bc		15	0,00		7,25	108,75	0,00
				0,00		0,00	0,00
						0,00	0,00
Total	CN	15,00	2121,14			985,62	1934,89
	CS H+V ⁺	424,23	2248,41			2084,37	2980,46
	CS H+V ⁻	424,23	1993,87			2084,37	2643,05

✓ **Calcul des poussées**⇒ **Calculs des poussées dues aux terres**

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

$$P = 0,5 K_a \gamma H^2 L$$

Tableau.X.6. Calculs des poussées dues aux terres

Désignation	Condition	P	$\varepsilon_H \times P$	V	MR
Mur GG + Mur Front	CN	$0,4217 \times 1,8 \times 10,68 \times 7,38^2 / 2$	220,76	3,96	174,83
	CS+	$0,7959 \times 1,8 \times 10,68 \times 7,38^2 / 2$	416,66	3,96	98,86
	CS-	$0,7284 \times 1,8 \times 10,68 \times 7,38^2 / 2$	381,32	3,96	90,56
Semelle	CN	$0,4217 \times 1,8 \times 11,22 \times (1,5)^2 / 2$	9,58	0,5	0,95
	CS+	$0,7959 \times 1,8 \times 11,22 \times (1,5)^2 / 2$	18,08	0,5	0,54
	CS-	$0,7284 \times 1,8 \times 11,22 \times (1,5)^2 / 2$	16,54	0,5	0,49

Tableau.X.7. Calculs des poussées dues aux Surcharges

Désignation	Condition	P	$\varepsilon_H \times P$	$(1+\varepsilon_v) \times P$	V	H	M _R	M _S
Mur GG + Mur Front	CN	0,4217.1, 8.10, 68.7,38	59,82	0,00	2,98	0,00	67,407	0,00
	CS+	0,7959.1,8.10,68.7,38	112,91	0,00	2,98	0,00	141,922	0,00
	CS-	0,7284.1,8.10,68.7,38	103,34	0,00	2,98	0,00	75,632	0,00
Semelle	CN	1,5. 0,4217.1,8.11,22	12,77	0,00	0,75	0,00	6,473	0,00
	CS+	1,5. 0,7959.1,8.11,22	24,11	0,00	0,75	0,00	8,113	0,00
	CS-	1,5. 0,7284.1,8.11,22	22,06	0,00	0,75	0,00	7,271	0,00

Tableau.X.8. récapitulatif donnant les moments et efforts globaux

Désignation	Efforts horizontaux (t)	Efforts verticaux (t)	M _R (t, m)	M _S (t,m)
CN	305,45	2121,14	1893,08	1934,89
CS+	935,74	2248,41	3577,81	2980,46
CS-	892,37	1993,87	3451,19	2643,05

X.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE**X.5.1. la dalle de transition**

La dalle de transition est soumise à l'action des surcharges et poids du remblai au-dessus de la dalle .Elle se calcule en béton armé comme une travée indépendante appuyée d'un côté sur le corbeau solitaire et de l'autre côté sur le remblai qui est appui élastique.

X.5.1.1. Evaluation des efforts

Charge permanente :

Remblai : $\gamma_r \times 0,60 = 1,08 \text{ t/m}^2$

Poids propre de la dalle : $0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$

Revêtement : $2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$

Surcharges : $1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai)

Avec : $M = \frac{ql^2}{8}$ et $T = \frac{ql}{2}$

Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0.750	2,343	1,875
Revêtement	0,176	0,550	0,440
Remblai	1,080	3,375	2,700
Surcharges	1,200	3,750	3,000

Tableau.X.9. Evaluation des moments et les efforts

X.5.1.2. Combinaison**À P.E.L.S:**

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_Q = (2,343 + 0,55 + 3,375) + 1,2 \times (3,75) = 17,768 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q = (1,875 + 0,44 + 2,7) + 1,2 \times (3) = 8,615 \text{ t/ml}$$

À P.E.L.U :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 1,35 \times (2,343 + 0,55 + 3,375) + 1,6 \times (3,75) = 14,461 \text{ t.m/ml}$$

$$V_u = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1,35 \times (1,875 + 0,44 + 2,7) + 1,6 \times (3) = 11,570 \text{ t/ml}$$

X.5.1.3. Ferrailage

Ferrailage en flexion simple :

À P.E.L.U :

$$M_u = 14,461 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\text{Avec, } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\theta = 1 \text{ Et } \gamma_b = 1,5$$

$$\text{D'où, } f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{14,461 \times 10^{-2}}{1 \times 0,27^2 \times 17} = 0,116 \quad \mu < 0,186$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{es}} \quad \text{Avec : } \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1,73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 0,669$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0,391 \quad \text{Donc } \mu < \mu_R$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,154$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,1545) = 0,253m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{14,461 \times 10^{-2}}{0,253 \times 348} = 16,42 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } (\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}) \quad \text{soit HA14}$$

$$A_s = 16,93 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0 \text{ (pas d'armatures transversales)}$$

À l'EL.S:

$$M_{ser} = 0,17768 \text{ MN.m/ml}$$

$$0,5 x^2 - 15 \times 24,95 \times 10^{-4} \times (0,27 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0,03742 x - 0,01010 = 0$$

$$x = 0,146969m$$

$$I_1 = (b \times x^3 / 3) + n \times A_s (d - x)^2 = 1,6516 \times 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = 15,8110 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,17768 \times (0,27 - 0,146969)}{1,6516 \times 10^{-3}} = 131,493 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 229 \text{ MPa}$$

donc vérifiée

$$M_{ser} = 0,17768 \text{ MN.m/ml}$$

$$\alpha = 0,1545$$

$$Z = 0,253 m$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{17,768 \times 10^{-2}}{0,253 \times 229} = 30,66 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL** on prend : $20H_{A14} = 30,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$; sachant que

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 24 \text{ cm}.$$

$\Rightarrow$ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} > 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 3,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 3,72 \text{ cm}^2 < A_s = 30,66 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL**, on prend : $5H_{A10} = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec :

$$A'_s = A_s / 3 = 10,26 \text{ cm}^2$$

soit 7HA16

$$A_y = A_s / 4 = 7,69 \text{ cm}^2$$

soit 7HA12 (section minimal)

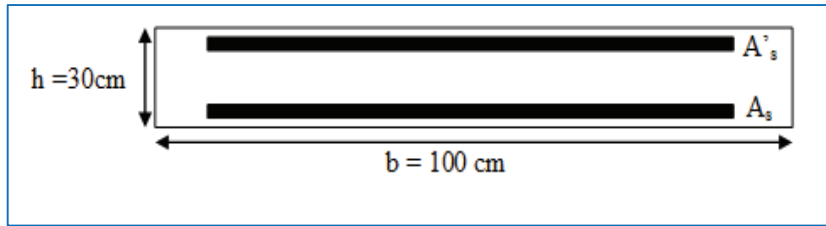


Figure.X.3. Schéma de la dalle de transition

X.5.1.4. Vérification à l'effort tranchant (fissuration très préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,11570}{1 \times 0,27} = 0,4285 \text{ MPa}$$

Pour les armatures droites et les fissurations préjudiciables, on a :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \text{ vérifiée}$$

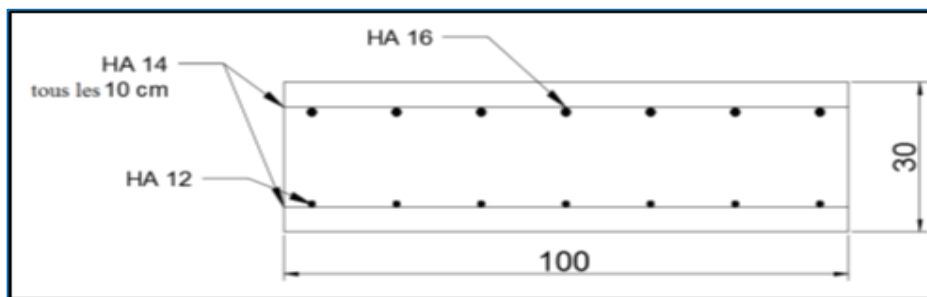


Figure.X.4. Ferrailage de la dalle de transition

X.5.2. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci :

- Réaction des surcharges sur remblai :

(Avec une majoration de 20%)

$$R_4 = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 5 = 3 \text{ t/ml}$$

- Poids de mur garde grève :

$$R_5 = 2,5 \times 1,66 \times 1 = 4,15 \text{ t/ml}$$

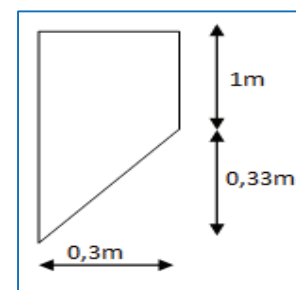


Figure.X.5. Schema de corbeau

-Poids propre de corbeau :

$$R_6 = 2,5 \times 0,34 \times 1 = 0,85 \text{ t/ml}$$

X.5.2.1. Combinaison

$$R_{\text{ser}} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_5 + R_6) + 1,2 R_4$$

$$R_{\text{ser}} = (1,875 + 0,440 + 2,700 + 4,150 + 0,850) + 1,2 \times 3 = 13,615 \text{ t}$$

$$R_u = 1,35 \times (R_1 + R_2 + R_3 + R_5 + R_6) + 1,6 R_4$$

$$R_u = 1,35 \times (1,875 + 0,440 + 2,700 + 4,150 + 0,850) + 1,6 \times 3 = 18,320 \text{ t}$$

À l'ELU:

$$M_{R4} = 3 \times 0,3 = 0,9 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{R1+R2+R4} = 1,5045 \text{ t.m/ml}$$

$$M_p = 0,85 \times 0,3 = 0,255 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{magg}} = 1,530 \times 0,3 = 0,459 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1,35 (0,459 + 0,255 + 1,5045) + 1,6 \times (0,9) = 4,434 \text{ t.m/ml}$$

À l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = (0,459 + 0,255 + 1,5045) + 1,2 \times (0,9) = 3,298 \text{ t.m/ml}$$

X.5.2.2. Ferrailage

$$h = 0,30\text{m} \quad d = 0,9 \times h = 0,27\text{m}$$

$$\mu_R = 0,391 \quad \alpha_R = 0,669$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,04434}{1 \times 0,27^2 \times 17} = 0,0357$$

$$\mu = 0,0357 < \mu_R \quad \text{donc } \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,04545$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,04545) = 0,27\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_s}{Z \times \sigma_s} = \frac{3,298 \times 10^{-2}}{0,27 \times 348} = 3,510 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL** on prend : $5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$ (pas d'armatures transversales), avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$; sachant que $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$.

⇒ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 3,72 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL** on prend : $5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$

On prend : $A_y = A_s / 4 = 1,54 \text{ cm}^2$ soit $3\emptyset 10$

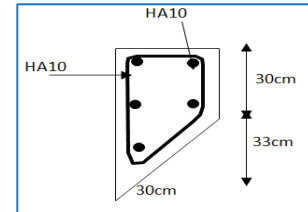


Figure.X.6. Ferrailage de corbeau

X.5.3. Etude de mur en retour

X.5.3.1. Etude de l'oreille

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

Poids propre du mur y compris la superstructure.

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,0325)$$

$$Z = 0,89 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_s}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,07648}{0,89 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 ($2,51 \text{ cm}^2$)

Section horizontale → axe verticale

$$M_{ELU} = 23,21 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ELS} = 16,77 \text{ t. m/ml}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 0,3 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,2321}{1 \times 0,27^2 \times 17} = 0,189 > 0,186$$

$$\rho_M = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,2321}{0,1677} = 1,38$$

$$\mu_c = 0,316$$

$$\alpha_c = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}) / 0.8 = 0,491$$

$$Z_c = d (1 - 0,4\alpha_c) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,491) = 0,22\text{m}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha_c} - 1 \right) = 3,63 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3,5 \cdot 10^{-3} (-3)}{\alpha_c} \frac{d - c'}{d} = 5,80 \cdot 10^{-3} > 3,63 \cdot 10^{-3}$$

$$M_c = M_u \frac{\mu_c}{\mu} = 0,2321 \cdot \frac{0,316}{0,189} = 0,3880 \text{ MN.m/ml}$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_c}{d - c'} + \frac{M_c}{Z_c} \right] \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 30,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}20 \text{ } 31,42\text{cm}^2 \text{ (disposé en 2 nappes)}$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_c}{(d - c')\sigma_s} = 20,36\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 14 \text{ HA}14 \text{ } A'_s = 28,55 \text{ cm}^2 \text{ (disposé en 2 nappes)}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot \sigma_s} = \frac{0,0954}{1,0,22} = 0,434\text{MPa} < 3\text{MPa} \text{ (vérifier)}$$

$$\tau_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = \min (3\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

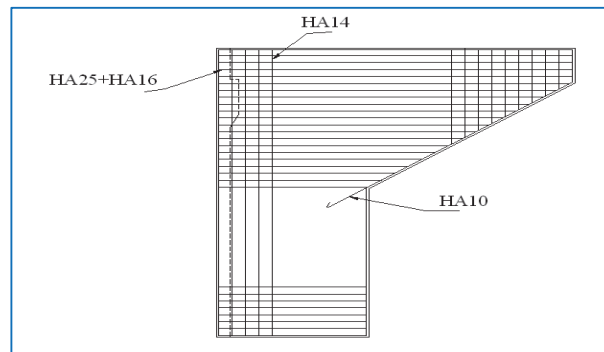


Figure.X.7. ferraillage de mur en retour

X.5.4. Le mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

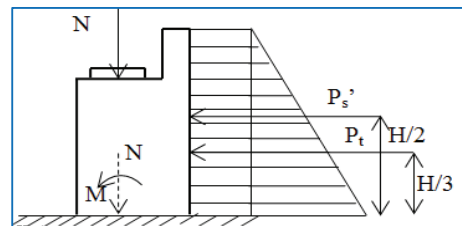


Figure.X.8. Mur frontale (encastrement sur la semelle)

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau.X.10. Evaluation des charges et sur charges

Désignation	conditions	H(t)	N(t)	$p \times k_h$	$p \times (1 \pm k_v)$	H(m)	V(m)	$M_R(t,m)$	$M_S(t,m)$
mur garde grève	CN	/	13,29	0,00	13,94	0,83	8,14	11,57	0,00
	CS H+V ⁺	/	13,29	2,79	14,78	0,83	8,14	22,69	12,26
	CS H+V ⁻	/	13,29	2,79	13,10	0,83	8,14	22,69	10,88
Corbeau	CN= $0,3 \cdot (1+0,33 \cdot 0,5) \cdot 10,08 \cdot 2,5 =$	/	8,80	0,00	5,51	1,14	7,37	6,28	0,00
	CS H+V ⁺	/	8,80	1,10	5,84	1,14	7,37	8,12	6,66
	CS H+V ⁻	/	8,80	1,10	5,18	1,14	7,37	8,12	5,90
murenretour - 1-	CN= $(0,3 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,5) \cdot 2 = 7,5$	/	7,5	0,00	12,00	3,50	8,37	0,00	42,00
	CS H+V ⁺	/	7,5	2,40	12,72	3,50	8,37	20,09	44,52
	CS H+V ⁻	/	7,5	2,40	11,28	3,50	8,37	20,09	39,48
murenretour - 2-	CN=	/	8,59	0,00	26,25	3,00	7,19	0,00	78,75
	CS H+V ⁺	/	8,59	5,25	27,83	3,00	7,19	37,75	83,48
	CS H+V ⁻	/	8,59	5,25	24,68	3,00	7,19	37,75	74,03
murenretour - 3-	CN=	/	20,62	0,00	21,88	2,40	3,89	0,00	52,51
	CS H+V ⁺	/	20,62	4,38	23,19	2,40	3,89	17,02	55,66
	CS H+V ⁻	/	20,62	4,38	20,57	2,40	3,89	17,02	49,36
mur de front	CN= $1,55 \cdot 10,68 \cdot 5,72 \cdot 2,5 =$	/	236,72	0,00	268,51	1,30	5,27	349,06	0,00
	CS H+V ⁺	/	236,72	53,70	284,62	1,30	5,27	238,44	370,01
	CS H+V ⁻	/	236,72	53,70	252,40	1,30	5,27	238,44	328,12
Freinage	/	15,00	/	/	/	/	7,25	/	108,75
PPT		/	161,55	/	0	279,77	8,54	0,175	/
Mur GG + Mur Front	CN= $0,4217 \cdot 1,8 \cdot 10,68 \cdot 7,38^2/2$	220,76	/	/	/	/	3,96	174,83	/
	CS H+V ⁺ $0,7959 \cdot 1,8 \cdot 10,68 \cdot 7,38^2/2$	416,66	/	312,66	/	/	3,96	98,86	/
	CS H+V ⁻ $0,7284 \cdot 1,8 \cdot 10,68 \cdot 7,38^2/2$	381,32	/	304,11	/	/	3,96	90,56	/
dalle de transition	CN= $0,3 \cdot 10,08 \cdot 5 \cdot 2,5 =$	/	37,8	0,00	34,43	3,40	7,86	0,00	117,06
	CS H+V ⁺	/	37,8	6,89	36,5	3,4	7,86	54,12	124,09
	CS H+V ⁻	/	37,8	6,89	32,4	3,4	7,86	54,12	110,04
Total		1412,10	1063,30	247,54	2648,6	55,188	6,733	3906,8	690,9

Tableau.X.11. à l'ELS

	C.N			C.S		
	N(t)	H(t)	$M_R - M_S(t.m)$	$\epsilon_h N(t)$	$(1+\epsilon_v)H$	$M_R - M_S(t.m)$
	1412,1	1063,30	3215,85	247,54	2648,64	446,58
à un mètre linéaire :	49,288	37,11	112,24	8,64	92,45	15,58

Tableau.X.12. à l'ELU

	C.N			C.S		
	N(t)	H(t)	$M_R - M_S(t.m)$	$\epsilon_h N(t)$	$(1+\epsilon_v)H$	$M_R - M_S(t.m)$
	1906,3	1435,40	4341,41	334,17	3575,67	602,89
à un mètre linéaire :	66,54	50,10	151,53	8,64	124,80	21,04

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale

X.5.4.1. Ferrailage

➤ Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1\text{m} ; h = 1,55\text{m}$$

$$V_u = 66,54 + 1,6 \times 7,21 = 78,07\text{t} \quad (R_{D240}=7,21)$$

$$M_u = 151,53\text{t.m}$$

$$V_{ser} = 49,28 + 7,21 = 56,49\text{t}$$

$$M_{ser} = 112,24\text{t.m}$$

$$A_s = 17,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}20/\text{ml} \text{ pour } A_s = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{S(CNF)} \geq 0,23bd f_{tj} / f_e \quad (A_s : \text{section des armateurs tendus})$$

$$0,23 \times 1 \times 1,39 \times 2,22 / 500 = 14,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA12/ml pour $A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0,78 / 1,39 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \min [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations préjudiciables

$$\tau'_u > \tau_u \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e}$$

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 30 \times 0,14 = 4,1 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4b}{f_e} = \frac{0,4 \times 100}{500} = 0,08 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Soit 2HA12/ml pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

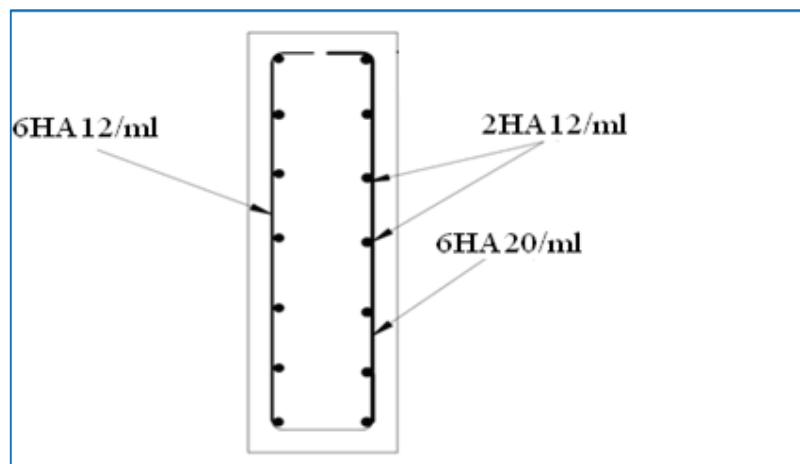


Figure .X.9. Ferrailage du mur frontal

X.5.5. Etude et ferrailage de la semelle

X.5.5.1. Caractéristique de la semelle

Longueur : $L = 11,22\text{m}$

Largeur : $B = 6\text{m}$

Epaisseur : $E = 1,50\text{m}$

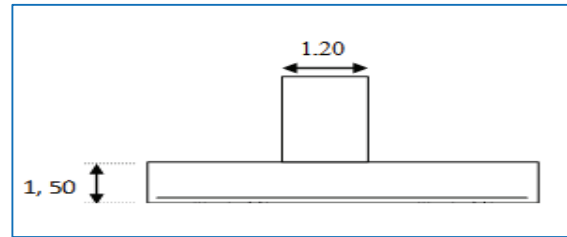


Figure.X.10. Schéma de la semelle

X.5.5.2. Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau.X.13. Efforts agissants sur la semelle

Désignation	Efforts horizontaux (t)	Efforts verticaux (t)	$M_R(\text{t.m})$	$M_S(\text{t.m})$
CN	305,45	2121,14	1893,08	1934,89
CS+	935,74	2248,41	3577,81	2980,46
CS-	892,37	1993,87	3451,19	2643,05

a. Conditions normales

$$N_{\text{MAX}} = 2121,14 \text{ t}$$

$$M_{\text{MAX}} = 1934,89 - 1893,08 = 41,81 \text{ t.m}$$

b. Condition sismique

$$N_{\text{max}} = 2248,41 \text{ t}$$

$$M_{\text{MAX}} = 3451,19 - 2643,05 = 808,14 \text{ t.m}$$

X.5.5.2. Ferrailage de la semelle

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

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{150-10}{\frac{360}{2} - \frac{120}{4}} = 1$$

$$\Rightarrow \alpha = 45^\circ \text{ (c'est vérifié)}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,50 \text{ m (c'est vérifié)}$$

a. Condition normale

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 2660 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}'_a} \cdot \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{292,18}{2660} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{150}$$

$$A_1 = 109,84 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{14HA32=112,6 \text{ cm}^2}$$

b. Condition sismique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{292,18}{4000} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{150}$$

$$A_2 = 73,05 \text{ cm}^2$$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale $A_s = 109,84 \text{ cm}^2$

On prend **14HA 32** $\Longrightarrow A_{\text{eff}} = 112,6 \text{ cm}^2$

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armateurs de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \cdot 112,6 = 37,53 \text{ cm}^2$$

Soit 14HA20 $A_{\text{eff}} = 43,98 \text{ cm}^2$

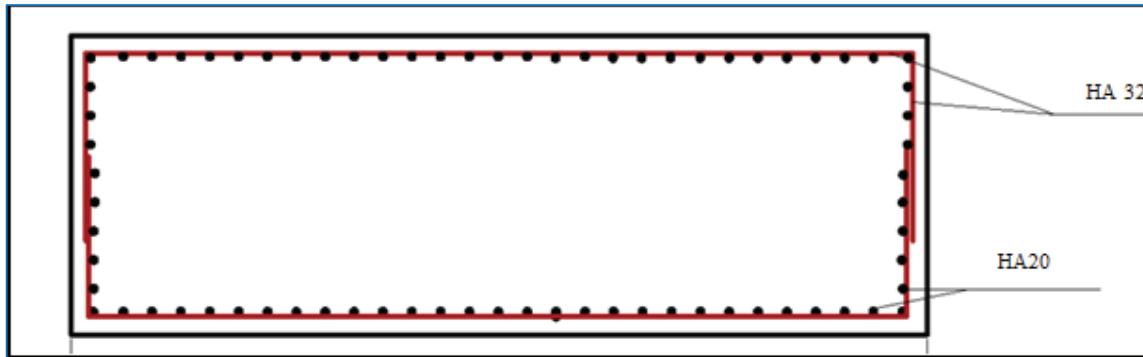


Figure.X.11. Schéma de ferrailage

- **Armatures de construction**

a. armatures transversales

$$A_3 = \frac{A}{10} = \frac{112,6}{10} = 11,26 \text{ cm}^2$$

Soit 10HA12 $A_{\text{eff}} = 11,31 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espacement } S_t = \frac{\Phi + h - 10}{8 - 1} = 37,14$$

On prend $E = 40 \text{ cm}$

b. armatures longitudinales supérieures

$$A_4 = \frac{A}{3} = \frac{112,6}{3} = 37,53 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA20 $A_{\text{eff}} = 37,70 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{\Phi + h - 10}{10 - 1} = 28,88 \text{ cm}$$

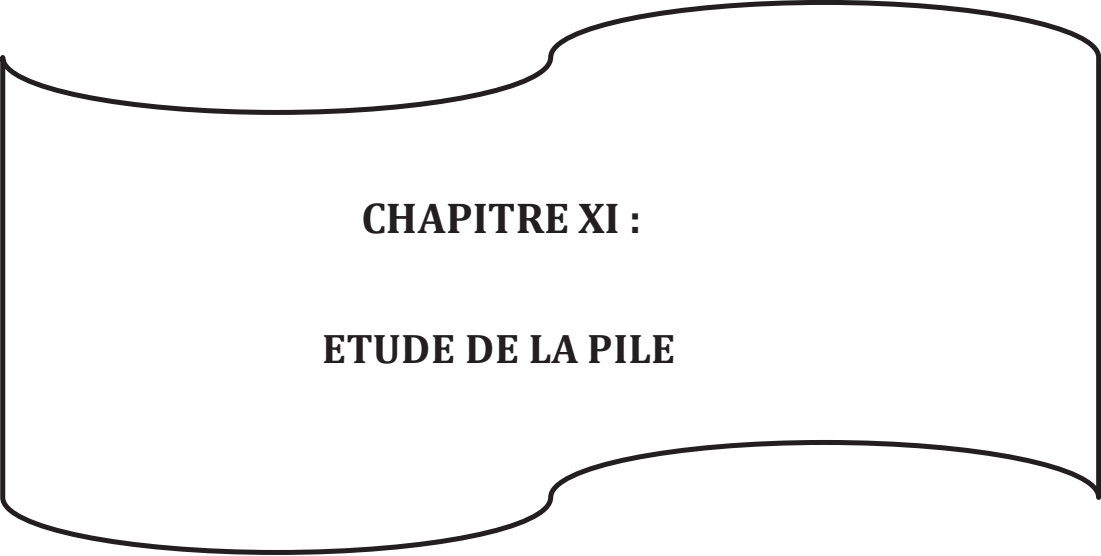
On prend $E = 30 \text{ cm}$

- **Armatures latérales**

$$A_3 = \frac{A}{10} = \frac{112,6}{10} = 11,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{10HA12} \quad A_{\text{eff}} = 11,31 \text{ cm}^2$$

X.6. CONCLUSION

On conclut que la culée est bien stable au renversement et au glissement a **ELS** et **ELU**, de plus son dimensionnement ne lui permet d'avoir une bonne résistance aux sollicitations qui s'applique sur elle. Mais la culée ne présente pas le seul élément sur lequel s'appuie le pont, l'ouvrage présente aussi les piles dont on effectue le même traitement dans le chapitre *suivant*.



CHAPITRE XI :

ETUDE DE LA PILE

XI. ETUDE DE LA PILE

XI.1. Introduction

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, partiellement ou entièrement encastré afin de bien transmettre tous les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent(en cas de fondations profondes).

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique ou terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique.
- Hauteur de la pile.
- Mode d'exécution des fondations
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

XI.2. Choix du type de pile

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit la RN, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

XI.3. Pré-dimensionnement des éléments de la pile

XI.3.1. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 6 \times 1,5 + (2 \times 0,84) = 10,68 \text{ m}$.
- Largeur : $E = 2 \times 0,55 + 2 \times 0,65 = 2,40 \text{ m}$.
- Hauteur : $1 \text{ m} \leq H \leq 1,6 \text{ m}$. $H = 1,40 \text{ m}$.

XI.3.2. Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre **trois fûts** à un diamètre fixe de **1,20m** et un entraxe de **2,34 m**.

XI.3.3. Semelle

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 1,5m.
- Largeur : 6m.
- Longueur : 11,22 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

XI.4. Implantation des piles

Les hauteurs **H** des piles sont définies par :

- $H_{\text{pile}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} + h_{\text{tablier}})$.
- $H_{\text{appareil}} + H_{\text{dé d'appui}} = 0,20 + 0,05 = 0,25\text{m}$.
- $h_{\text{tablier}} = 1,54\text{ m}$.

Les positions, cotes et les hauteurs des piles et futs sont regroupés dans le tableau suivant :

N° de pile	1
PK	14+633
Cote projet (m)	103,46
Cote TN (m)	96,15
Cote de la fondation (m)	95,02
hauteur de pile (m)	6,61
Hauteur du fut (m)	5,25

Tableau. XI.1 Implantation de la pile

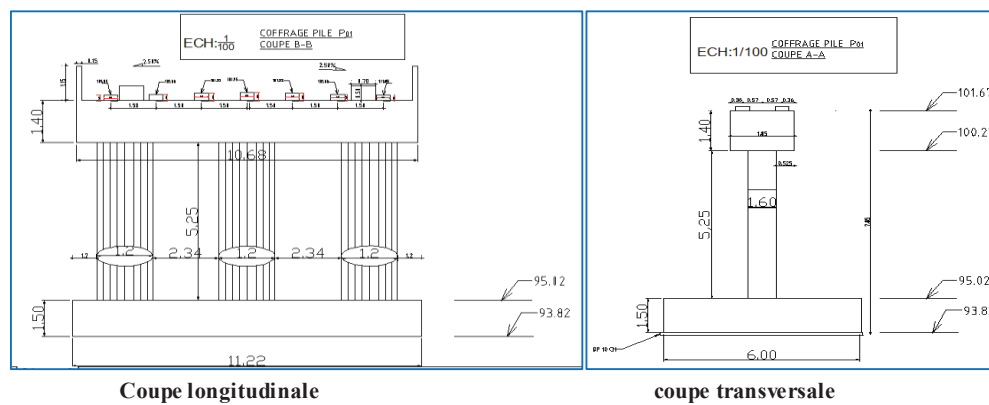


Figure.XI.1. Conception de la pile

XI.5. Répartition des charges sur la pile (calcul des réactions max)**XI.5.1. Poids propre du tablier**

$$R_{\max} = \frac{17,95 \times 36}{2} = 323,19 \text{ t}$$

XI.5.2. Poids propre du chevrete

$$G_c = \gamma_b \times V = 2,5 \times 1,4 \times 2,4 \times 10,68$$

$$G_c = 89,71 \text{ t donc } G_c = 8,4 \text{ t/ml}$$

$$R_{\max} = 89,71 \text{ t}$$

XI.6. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)**XI.6.1. La surcharge A (l)**

$$1 \text{ travée : } A(l) = 0,23 + \frac{36}{12+18}$$

$$= 1,4 \text{ t/m}^2.$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 1,4 \text{ t/m}^2.$$

$$R_{\max} = \frac{1,4 \times 7 \times 18}{2} = 88,2 \text{ t}$$

2 travées :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12+36} = 0,98 \text{ t/m}^2.$$

$$A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0,98 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = 0,98 \times 7 \times \frac{18 \times 2}{2} = 123,48 \text{ t}$$

XI.6.2. Chargement Bc

$$b_c = 1,10 \quad \delta = 1,11$$

$$R = \frac{[48 \times (7,5 + 9 + 16,5 + 18) + 24 \times (9 + 19,5)]}{18}$$

$$R = 174 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times 1,10 \times 1,11 = 212,45 \text{ t}$$

$$R_1 = \frac{[48 \times (18 + 16,5) + 24 \times (12)]}{18}$$

$$R_1 = 108 \text{ t.}$$

$$R_2 = \frac{[48 \times (10,1 + 8,6) + 24 \times (14,6)]}{18}$$

$$R_2 = 69,33.$$

$$R_{\max} = (108 + 69,33) \times 1,10 \times 1,11 = 216,51 \text{ t.}$$

XI.6.3. Charge M_{c120}

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}} = 1,09$$

$$R_{\max} = R \times \delta$$

$$R = \frac{1}{18} \times (18 - 3,05) 110 = 91,36 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times \delta = 91,36 \times 1,09 = 99,58 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = R \times \delta$$

$$\delta = 1,045$$

$$R_1 = R_2 = \frac{55}{18} \times 17,025 = 52,02 \text{ t}$$

$$R_{\max} = \delta \times (R_1 + R_2) = 100,91 \times 1,045$$

$$R_{\max} = 111,65 \text{ t.}$$

XI.6.4. Chargement D_{240}

$$R_{\max} = \frac{240 \times 8,7}{18} = 116 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 2 R_1 = \frac{2 \times 120 \times 9,25}{18} = 123,$$

XI.6.5. Surcharge trottoirs

$$R_{\max} = R = \frac{0,450 \times 18}{2} = 4,05 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = 2R_1 = 0,450 \times (36/2) = 8,1 \text{ t.}$$

⇒ **Tableau récapitulatif**

Désignation	Surcharge	réaction (t)	Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	0,787	88,2	A (L)	0,68	123,48
Bc	4 x 60	212,45	Bc	4 x 60	216,51
Mc120	110	99,58	Mc120	110	111,65
D240	240	116	D240	240	123,33
Trottoir 2 Tc	0,450	4,05	Trottoir 2 Tc	0,450	8,1

Tableau. XI.2. Réactions pour une travée chargée.

Tableau. XI.3. Réactions pour deux travées chargées.

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Poids du tablier /poutre (t)		46,17
poids du chevêtre (t/ml)		8,4
poids de surcharges /poutre	A (L)	17,64
	D240	17,61
	S Tr	1,15
ELU	$P_u = 1,35 \times G + 1,6(P_{A(L)} + P_{St}) / \text{Poutre}$	92,393
	$P_u = 1,35 \times (G + P_{D240}) / \text{poutre}$	86,10
	G chevêtre = 1,35 x Gc	8,505
ELS	$P_{ser} = G + 1,2(P_{A(L)} + P_{St}) / \text{Poutre}$	68,48
	$P_{ser} = G + P_{D240} / \text{Poutre}$	63,78
	G chevêtre = 1,35 x Gc	11,34

Tableau. X.4. Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU

La réaction la plus défavorable est celle du $P_u=1,35 \times G + 1,6 (P_{A(L)} + P_{S_t})$ à l'ELU:

$$R_{\max} = 92,393 \text{ t.}$$

Avec le poids propre du chevêtre multiplié par le coefficient de majoration :

$$G_{\text{chevêtre}} = 1,35 \times G_c = 11,34 \text{ t/ml.}$$

XI.7. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE

XI.7.1. Le chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

XI.7.1.1. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion

=> Evaluation des efforts

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel RSPA VERSION 2014, le chevêtre est modélisé telle une poutre encastrée sur les fûts.

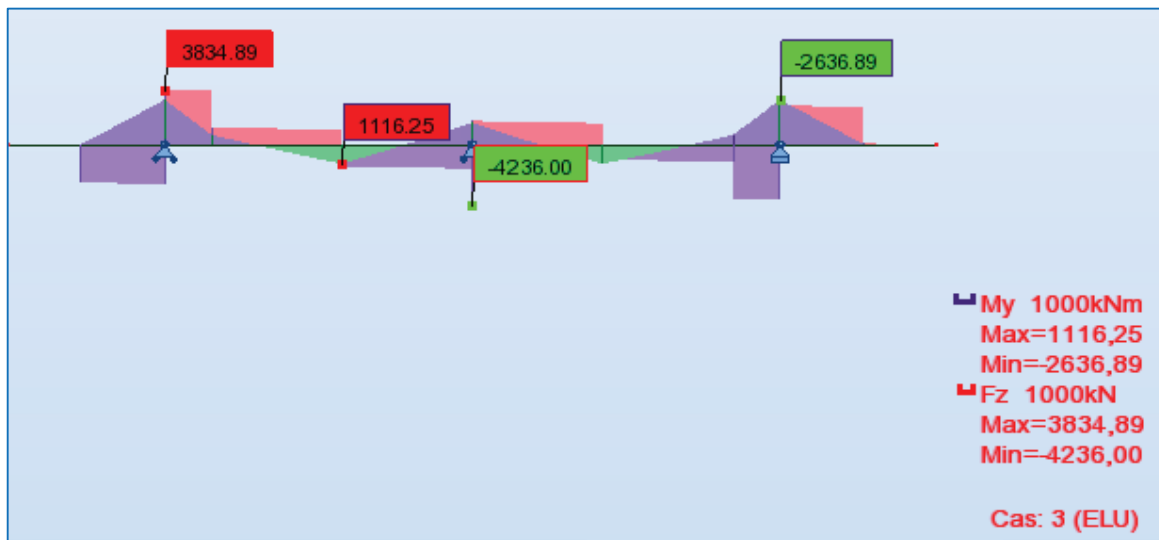


Figure.XI.2. Moment et l'effort max sur la chevêtre à l'ELU obtenu par RSPA

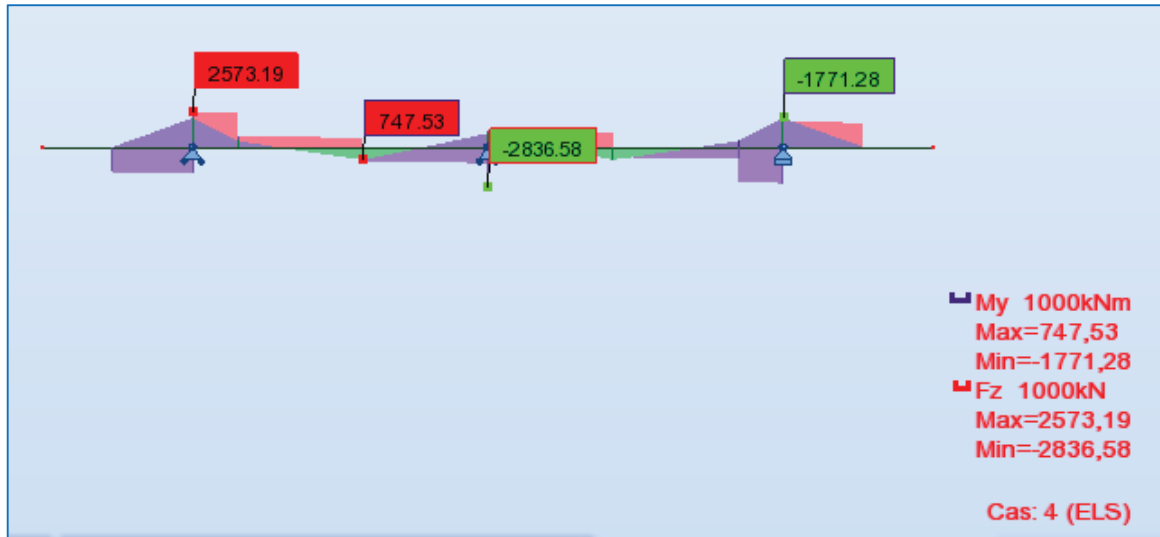


Figure.X.3. Moment et l'effort max sur la chevêtre à l'ELS obtenu par RSPA

Résultats :

A l'ELS: $M^+_{MAX} = 74,753 \text{ t.m}$; $M^-_{MAX} = -177,12 \text{ t.m}$; $T_{MAX} = 257,31 \text{ t}$.

A l'ELU : $M^+_{MAX} = 111,62 \text{ t.m}$; $M^-_{MAX} = -263,68 \text{ t.m}$; $T_{MAX} = 383,48 \text{ t}$.

Armature Longitudinale

Section (2,4x1,4) m².

Acier FeE40 A (Fe=400MPa)

Coefficient d'équivalence acier/béton $n=15$

Coefficient de sécurité du béton $a_b=1.5$

Coefficient de sécurité du l'acier $a_s=1.15$

Coefficient de durée du chargement : $\theta=1$

$E_s = 2 \cdot 10^2 \text{ MPa}$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

1. Ferrailage a L'ELU**Section d'armature supérieure (sur appui) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

$$\text{D'où : } f_{bu} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } M_u = 263,68 \text{ t.m} = 2,6368 \text{ MN.m.}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 1,4 = 1,26 \text{ m.}$$

$$b = 2,4 \text{ m.}$$

$$\text{D'ou : } \mu = \frac{2,6368}{2,4 \times 1,26^2 \times 17} = 0,04.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0,66.$$

$$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,39.$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a } (\mu < 0,186 \rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Donc notre cas ; la section est sans armature comprimée:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,051.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,23 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{2,6368}{1,23 \times 348} = 61,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 61,60 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } \mathbf{8HA\ 32(64,32 \text{ cm}^2)}$$

Section d'armature inférieure (en travée) :

De la même façon, on trouve :

$$\mu = \frac{1,1162}{2,4 \times 1,26^2 \times 17} = 0,017$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0,66$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,25\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{1,1162}{1,25 \times 348} = 25,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 25,65 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } \mathbf{8HA\ 25} \text{ (39,27 cm}^2\text{)}.$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$X = 0,279 \text{ m.}$$

$$I = 0,102 \text{ m}^4.$$

$$M_{ser} = 1,7712 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,7712 \times 0,279}{0,102} = 4,84 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,77 \cdot (1,26 - 0,279)}{0,102} = 194,54 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa vérifiée.}$$

Section d'armature inférieure (en travée)

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$X = 0,279 \text{ m.}$$

$$I = 0,102 \text{ m}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 0,74753 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,74753 \times 0,279}{0,102} = 2,03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0,74753 \cdot (1,26 - 0,279)}{0,102} = 106,75 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,31 \text{ Mpa vérifiée.}$$

Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left[0,15 \cdot \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = 3 \text{ Mpa}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau_u = \frac{3,8348}{2,4 \times 1,26} = 1,26 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3 \text{ Mpa Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{ct28}k)}{0,9f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

Avec : $k=1$ pas de reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 6,21$$

Soit $A_{t1} = 8,04 \text{ cm}^2$: 4 cadres de HA16.

a. Etude du chevetre à la torsion

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

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

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à :

$$\frac{\emptyset}{6} = 0,2 \text{ m Telle que : } \emptyset = 1,20\text{m},$$

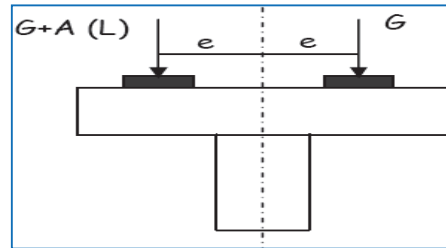


Figure. XI.4.le Chevêtre.

Calcul du moment de torsion

a. moment de torsion du au surcharge A(L)

$$M_{U1} = 1,35 [(RG + RA(L)) \times e - RG \times e]$$

$$M_{U1} = 1,35 \times RA(L) \times e = 1,35 \times 17,64 \times 0,55$$

$$M_{U1} = 13,09 \text{ t.m}$$

b. moment de torsion du au poids propre G

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à- d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$RG = \frac{46,17}{2} = 23,08 \text{ t/appui}$$

$$\text{Donc } M = 1,35 \times RG \times e = 1,35 \times 23,08 \times 0,55 = 17,13 \text{ t.m}$$

$$\text{On prend } M_{U2} = \frac{M}{2} = 8,56 \text{ t.m (S.E.T.R.A)}$$

c. moment de torsion du au force de freinage :

On considère un moment de torsion M_{U3} due au l'effort de freinage.

$$Ft = \frac{30}{2} \times 1,4 = 21 \text{ t}$$

$$M_{U3} = 1,35 \times Ft \times \frac{h}{2} = 1,35 \times 21 \times \frac{1,4}{2} = 17,01 \text{ t.m}$$

$$M_{U3} = \max (M_{U1}, M_{U2}, M_{U3})$$

$$M_{tU} = \max (13,09; 8,56; 17,01),$$

$$\text{Donc : } M_{tU} = 17,01 \text{ t.m}$$

Ferraillage de chevêtre à la torsion**a. Contraintes tangentielles**

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur l_t limitée au diamètre du fût.

Hauteur de chevêtre :

$$\begin{cases} l_t = b & \text{Et } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{Si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1,2 + 1,4 = 2,6\text{m} > b = 2,4\text{m}$$

$$\text{donc } l_t = 2,4 \text{ m.}$$

$$b_n = \frac{h}{6} = 0,2 \text{ m.}$$

$$\Omega = (l_t + 2b_n) (h_t + 2b_n)$$

$$\Omega = (2,4 + 0,4)(1,4 + 0,4) = 2 \text{ m}^2.$$

La contrainte tangentielle

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu \max}}{2\Omega b_n} = \frac{17,01}{2 \times 2 \times 0,2} = 21,37 \text{ t/m}^2.$$

Armatures longitudinales

$$A_l \geq \frac{M_{tu \max} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,01 \times 6}{2 \times 2 \times \frac{400}{1,15}} 10^{-2} = 7,33 \text{ cm}^2.$$

Avec : U : périmètre extérieur $U = 6 \text{ m}$.

Donc, on prend 5HA20 pour $A_s = 15,7 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{M_{tu \max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,01 \times 0,2}{2 \times 2 \times \frac{400}{1,15}} 10^{-2} = 1,94 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 6,21 + 1,94 = 8,15 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 8,15 \text{ cm}^2$. donc 4 cadres d'HA 16.

Ecartement d'armatures transversales

$$t = \max \left[h_t \left(1 - \frac{0.3\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2h_t \right] = \max(0,52 ; 0,28) = 0,52 \text{ m.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA12 avec $S_t = 10 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

Vérification des contraintes :• **Justification du béton :**

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{\text{lim}}^2.$$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{3,8348}{2,4 \times 1,26} = 1,26 \text{ MPa.}$$

$$0,16^2 + 1,26^2 = 1,61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left(\frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(4 ; 5) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_b^2 + \tau_v^2 = 1,61 \text{ MPa.} \leq \tau_{\text{lim}}^2 = 16 \text{ MPa.}$$

• **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{T}{U_d} \quad \text{Et} \quad \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 3,24 \text{ MPa.}$$

U : périmètre des armatures tendues.

Armatures tendues :

$$A_s = 8\text{HA } 25 + 5 \text{ HA } 20$$

$$U = 8 \times 78,5 + 5 \times 62,8 = 942 \text{ mm} = 0,942 \text{ m.}$$

$$\tau_s = \frac{T}{U_d} = \frac{3,8348}{0,942 \times 1,26} = 3,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 3,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,24 \text{ MPa.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

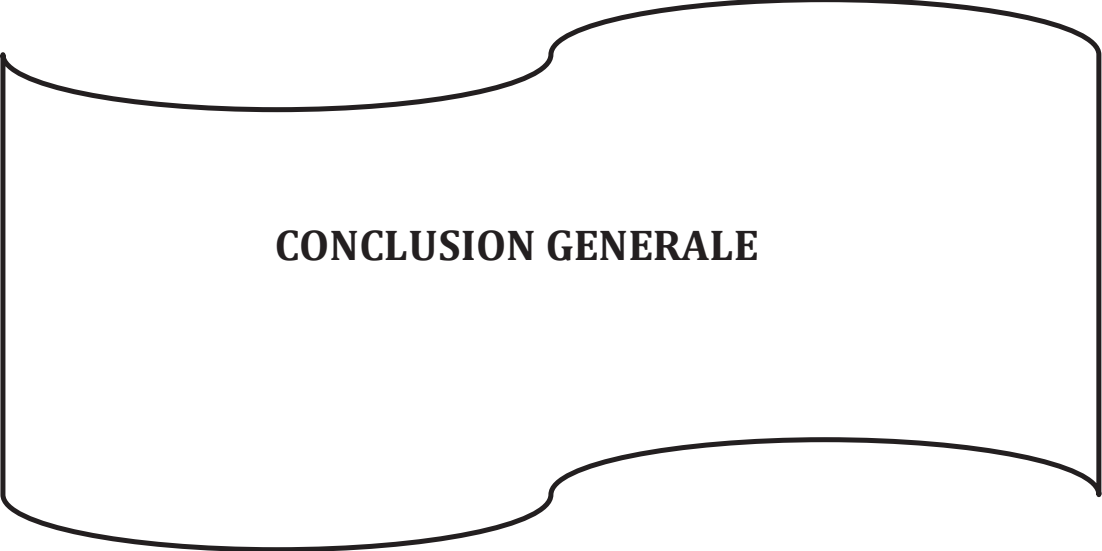
Avec : A_s : section d'acier tendu.

$$A_s = 8\text{HA } 25 + 5 \text{ HA } 20 = 54,97 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{66,17 \cdot 10^{-4}}{2,4 \times 1,26} = 0,00291 \geq 0,23 \frac{2,4}{400} = 0,00138 \text{ c'est vérifié.}$$

XI.8. CONCLUSION

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



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de management de projet de pont et aussi de travailler avec différents logiciels de gestions et de calculs pour ce type d'ouvrage. (AUTO CAD, ROBO MILLINIEUM et SOCOTEC).

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoïement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

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 ainsi le calcul numérique par ordinateur. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'ENSTP.

Références bibliographiques :

1- Ouvrage :

- (1) : évolution de la précontrainte, Combault, J, 1986-1
- (2) : "Évolution de la technique de construction du béton précontraint" du guide technique "Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes (VIPP)" – LCPC (octobre 2001).
- (3) : Le titre II du fascicule 4 DU CPC.
- (4) : La précontrainte de Freyssinet, la propriété du Groupe Soletanche Freyssinet.
- (5) : rapport géotechnique de l'ouvrage, DTP Relizane.
- (6) : RPOA « Règlements Parasismiques d'Ouvrages d'Arts ».
- (7) : Documents SETRA (Guide technique d'assainissement routier, 2006).
- (8) : 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, BAEL 91 révisé 99.
- (9) : (LACROIX.M.R et all, 2000).
- (10) : RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010.
- (11) : L'Eurocode 1 (ENV-1991-2.5).
- (12) : Cours 4ème année d'O.A. Mr .BENRADOUANE, E.N.S.T.P.

2- Logiciels :

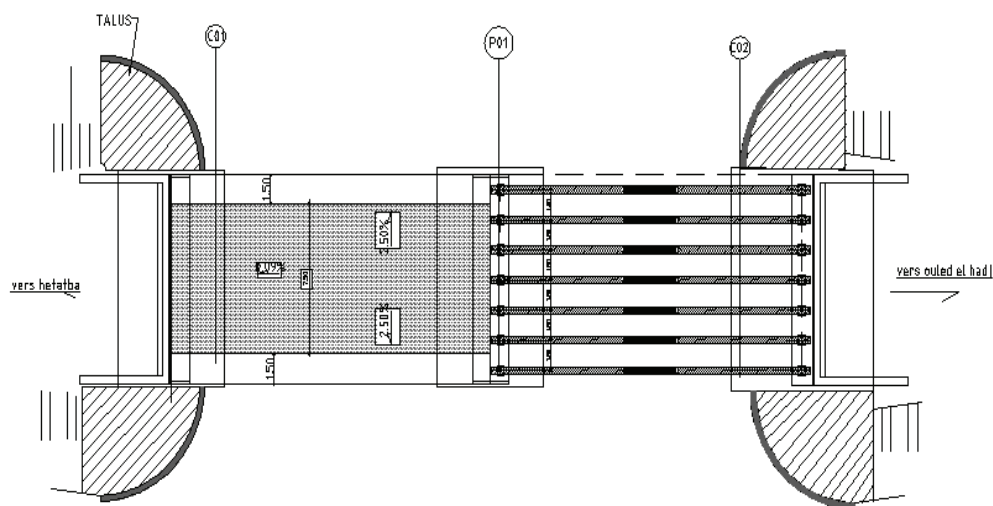
- Autodesk Robot structural analysis 2014.
- Autocad 2007.
- Microsoft office Excel 2007.
- SOCOTEC, pour le ferrailage.
- Google earth pro.

3- Sites web :

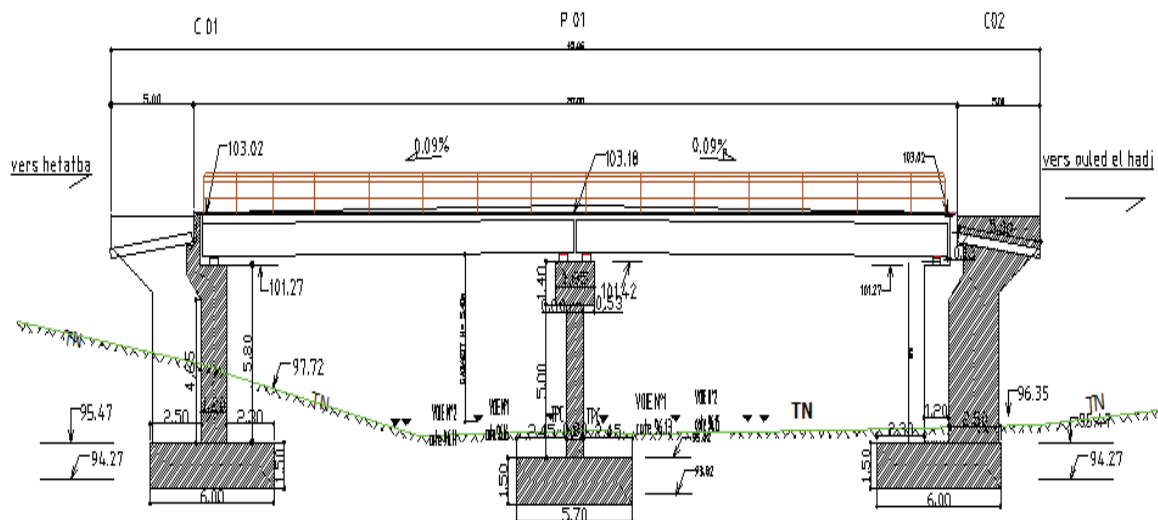
- [http\\www.google.fr](http://www.google.fr).

ANNEXE :
PLANS GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

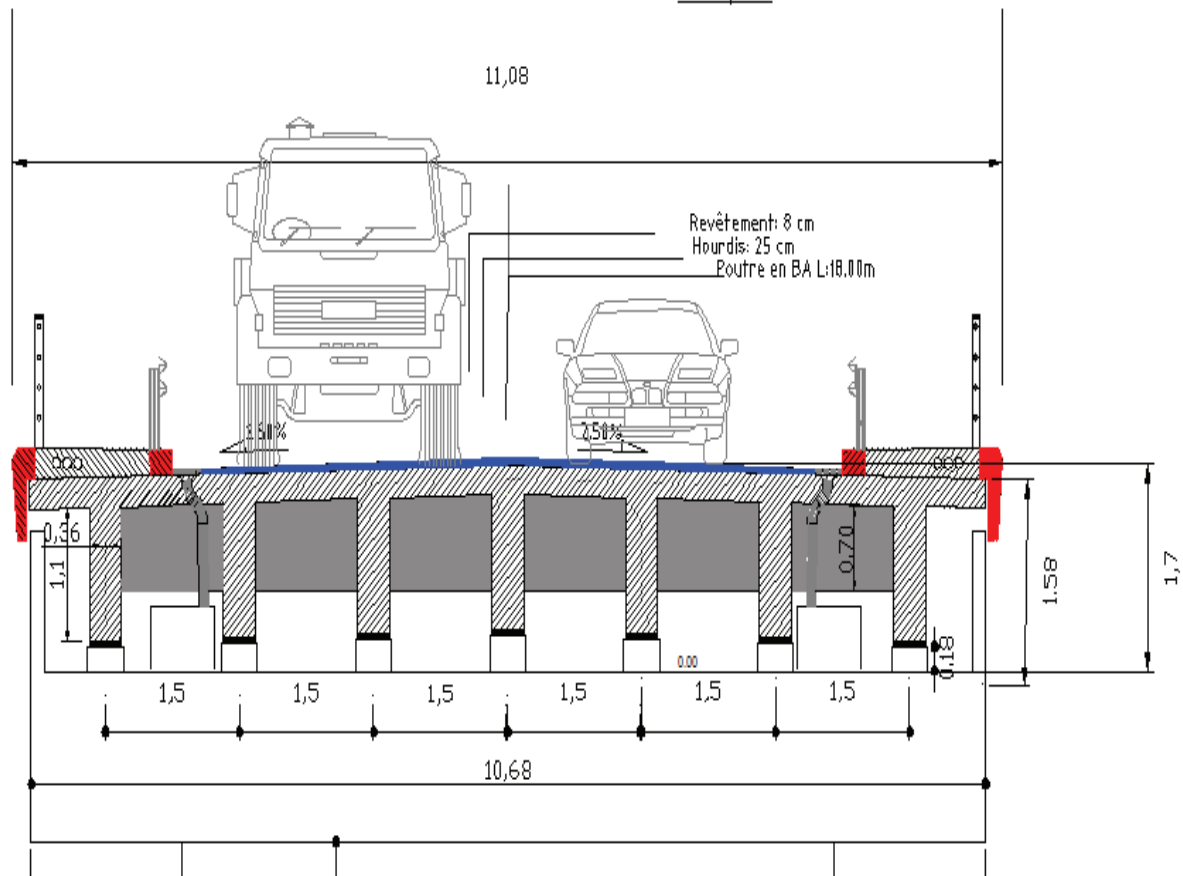
VUE EN PLAN
ECHELLE : 1/200



COUPE LONGITUDINALE
ECHELLE : 1/200



COUPE TRANSVERSALE
sur pile



ANNEXE01 :
RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE01

DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL

PARTIE 01 : RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE PAR SONDAGE

Les sondages ont mis en évidence la succession stratigraphique suivante :

SondageSC01:

0,00m – 1,50m :

Grès à grains moyens, dur à friable, poreux, fragmenté par endroits avec intercalation de sable.

Un essai de compression simple effectué sur un échantillon représentatif a donné une résistance à la compression R_c de **14,92Kg/cm²**.

Sa teneur en carbonates est de l'ordre de 98% et son poids volumique apparent est de **1,800T/m³**.

1,50m – 10,00m :

Sable fin consolidé, compacte avec intercalation de grès souvent broyé sous forme de graviers diversiformes et de tailles différentes.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau ont donné les résultats suivants :

Analyse Granulométrique :

Gravier :	G= 00,10	%
Sable :	S= 99,90	%
Fines :	F= 00,00	%

Les essais d'identification nous montrent que ce matériau est constitué principalement de sable fin .Il est groupé dans la classe **S_m** d'après la classification Française **LCPC**.

La teneur en carbonate varie entre **36** et **82%**, ce qui nous indique

qu'une grande partie de matériau est de nature calcaire.

Deux essais de cisaillement direct UU réalisés sur des échantillons

Prélevés dans cette formation ont donné un angle de frottement interne

φ_u de 24 et 25° et une cohésion C_u de 0,03 et 0,06Kg/cm².

Sondage SP:

Trois (03) sondages destructifs ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse de marque **APAFOR340** sont classés comme suit :

- **Sondage pressiométriqueSP01:**

PROF (m)	E(Bars)	PI(Bars)	$\frac{E}{PL}$	Remarque	Lithologie
1,50	196	20,4	9,6	Normalement consolidé	Grès
3,00	266	19,4	13,7	Normalement consolidé	Sable fin, consolidé, compacté
4,50	327	29,4	11,1	Normalement consolidé	Sable fin, consolidé, compacté
6,00	627	23,1	27,2	surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté
7,50	1066	24,5	43,6	surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté
9,00	526	21,4	24,6	surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté

- **Sondage pressiométriqueSP02:**

PROF (m)	E(Bars)	PI(Bars)	$\frac{E}{PL}$	Remarque	Lithologie
1,50	2322	37,5	61,9	Surconsolidé	Grès
3,00	470	20	23,5	Surconsolidé	Grès
4,50	414	18,4	22,5	Surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté
6,00	232	16,2	14,4	Normalement consolidé	Sable fin, consolidé, compacté
7,50	483	25,1	19,2	surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté
9,00	248	19,2	12,9	Normalement consolidé	Sable fin, consolidé, compacté

- **Sondage pressiométrique SP03:**

PROF. (m)	E(Bars)	PI(Bars)	$\frac{E}{PL}$	Remarque	Lithologie
1,50	736	28,6	25,7	Surconsolidé	Grés
3,00	263	25,3	10,4	Normalement consolidé	Grés et sable
4,50	514	25,7	20,0	Surconsolidé	Grés et sable
6,00	345	26,0	13,3	Normalement consolidé	Grés et sable
7,50	555	33,5	16,6	surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté
9,00	559	30,7	18,2	Surconsolidé	Sable fin, consolidé, compacté

Les résultats des essais pressiométriques ont montré qu'on est en présence d'un sol normalement serré à très serré, d'une pression limite PL variant entre 16,20 et 33,50Kg/cm²

Le module rhéologique du sol (module pressiométrique/pression limite) reflétant un état du sol de normalement consolidé à surconsolidé.

PARTIE 02 : LES ESSAIS DE LABORATOIRE

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Les essais granulométriques et sédimentométrique réalisés sur un échantillon remanié montrent un pourcentage de passants à $80\text{ }\mu\text{m}$ d'environ 6% et les passants à 2 mm d'environ 100%.

LES ANALYSES CHIMIQUES

Pour ressortir les paramètres chimiques des sols au laboratoire, divers essais sont effectués sur des échantillons .parmi ces essais on cite :

- ✓ Teneur en carbonates de calcium.
- ✓ Teneur en matières organiques.
- ✓ Teneur en sulfates.

Tab.1.Qualificatif selon la teneur en carbonate

Teneur en carbonates	Qualificatif
$0 \leq C_{ca} < 10$	Non marneux
$10 \leq C_{ca} < 30$	Faiblement marneux
$30 \leq C_{ca} < 70$	marneux
$70 \leq C_{ca} < 90$	Calcaro-marneux
$90 \leq C_{ca} \leq 100$	Calcareux, crayeux*)
*) la distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique	

Tab.2.Qualificatif selon la teneur en matières organiques

Teneur en matières organiques(%)	Qualificatif
$C_{MO} \leq 3$	Non organique
$3 < C_{MO} \leq 10$	Faiblement organique
$10 < C_{MO} \leq 30$	Moyennement organique - à matière organique amorphe. - à matière organique semi-fibreuse - à matière organique fibreuse.
$C_{MO} > 30$	Très organique - à matière organique amorphe. - à matière organique semi-fibreuse - à matière organique fibreuse.

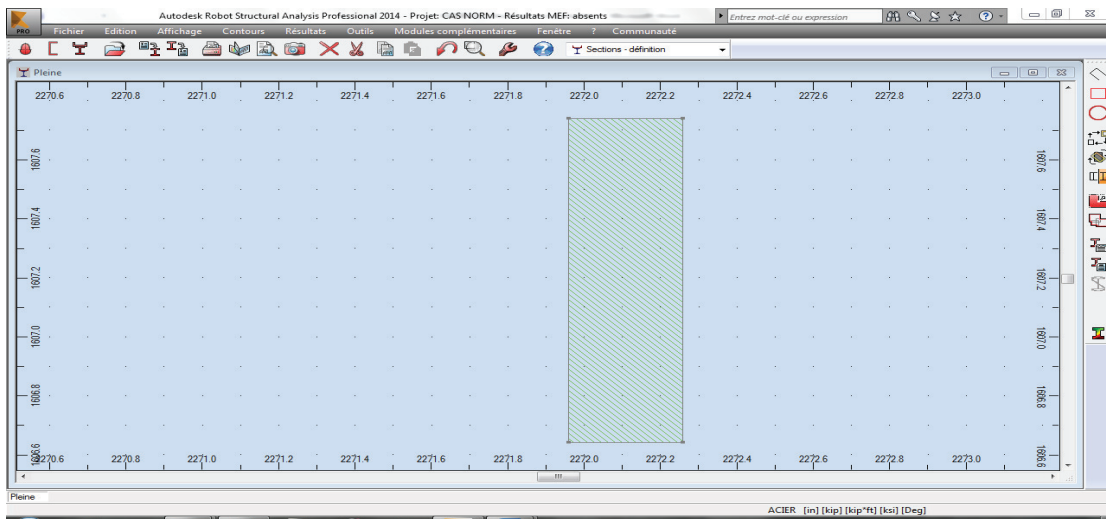
ANNEXE02 :
CALCUL DES SOLLICITATIONS

ANNEXE02

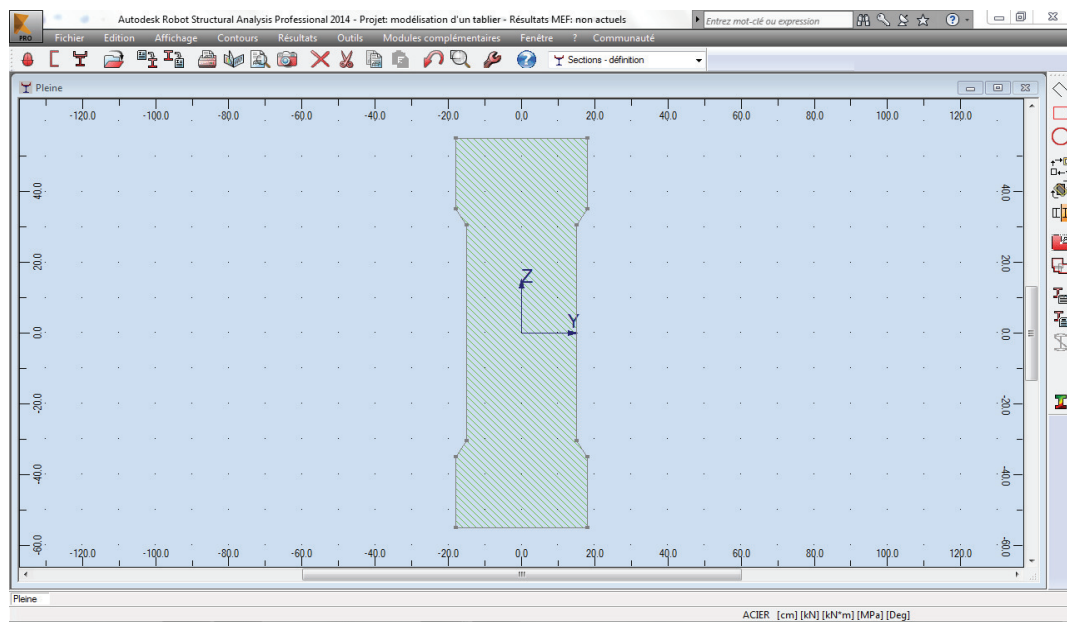
LES ETAPES DE LA MODELISATION

- Effectuer le réglage des unités et des caractéristiques du matériau
- Poser les lignes de construction pour la modélisation et présenter les poutres en Barres et en Importe les sections transversales des poutres d'Autocad sous forme d'un fichier DXF et les introduire dans un catalogue profilé.

Section d'about



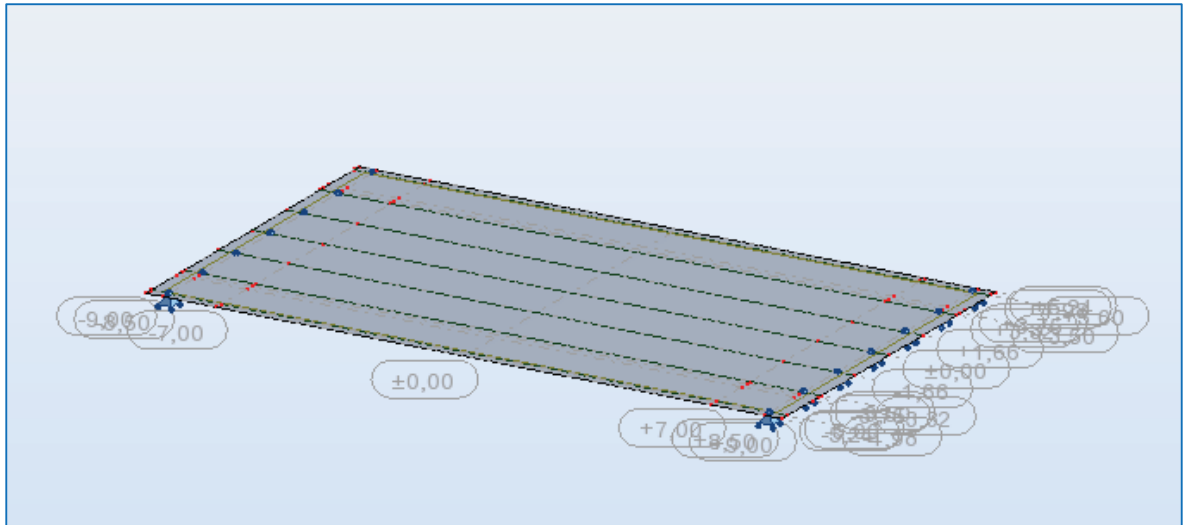
Section intermédiaire



= Définir les appuis (appuis simple et double) de par et d'autre des barres et dessiner un panneau pour introduire l'hourdis.

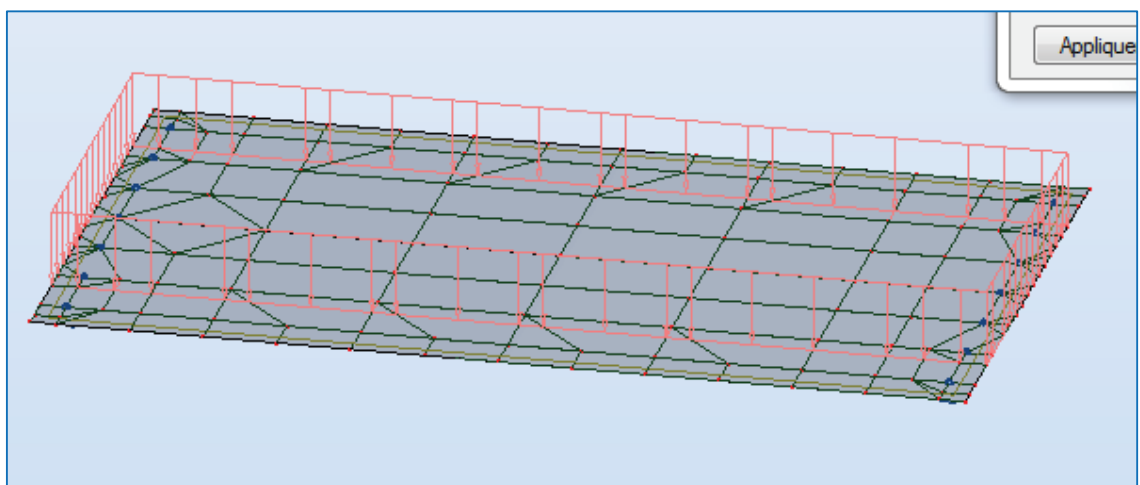
Cas de poids propre de revêtement (charge surfacique uniforme)

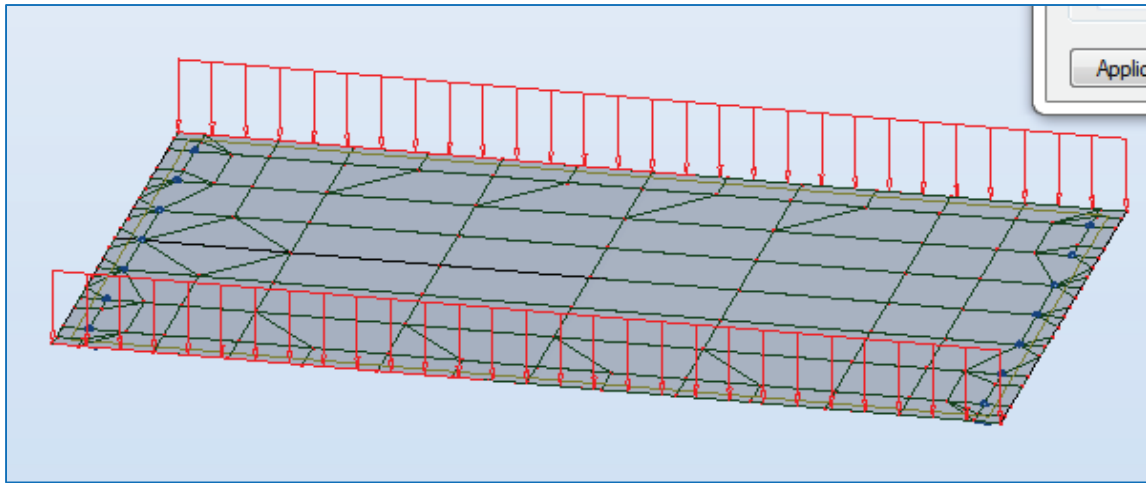
Section d'about



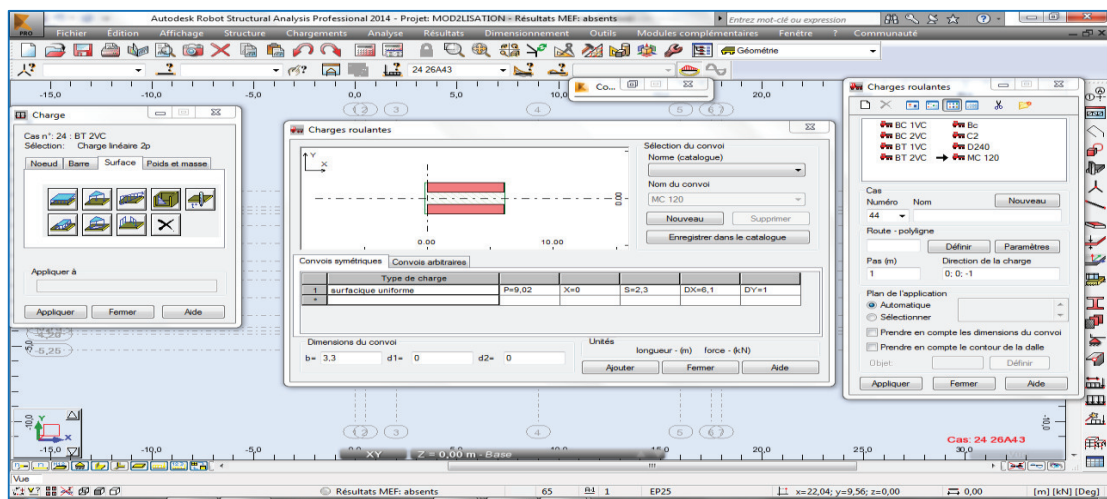
= Définir les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.

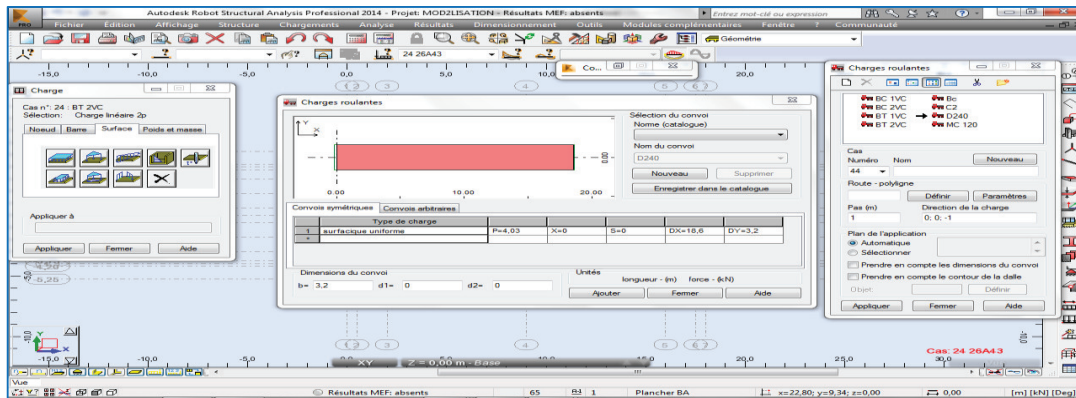
Cas de charge de poids propre de corniche (charge linéaire)



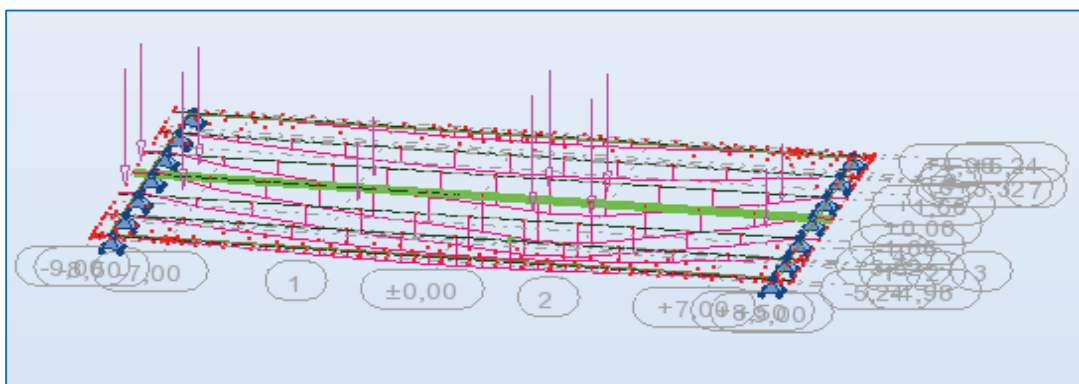


= Après déterminer les charges, on définit les charges roulantes

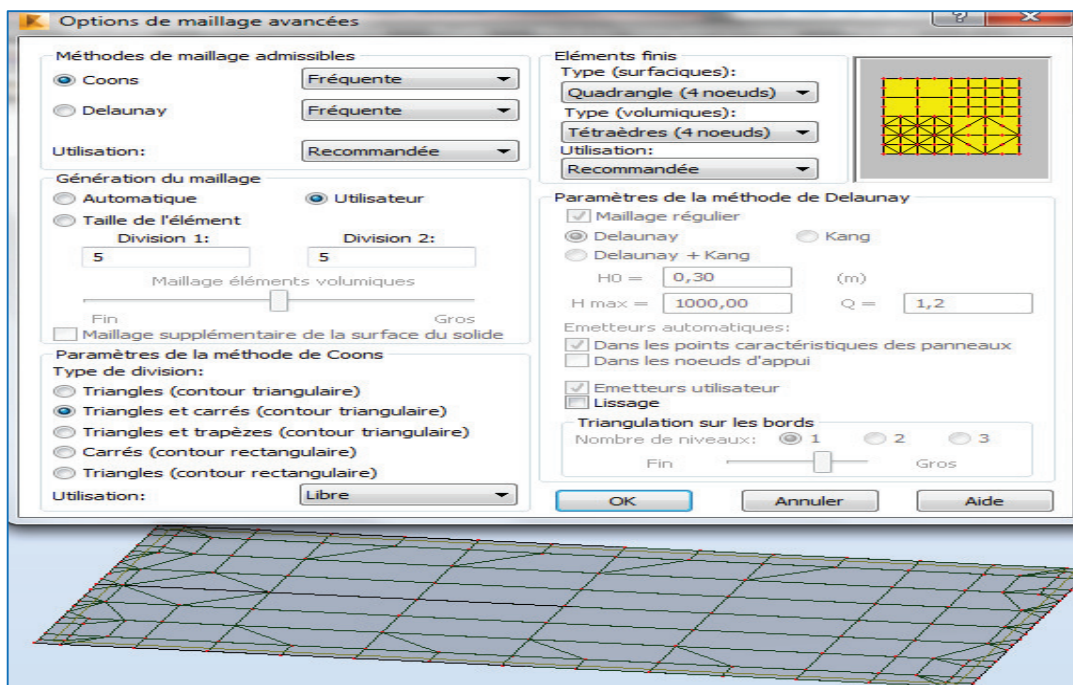




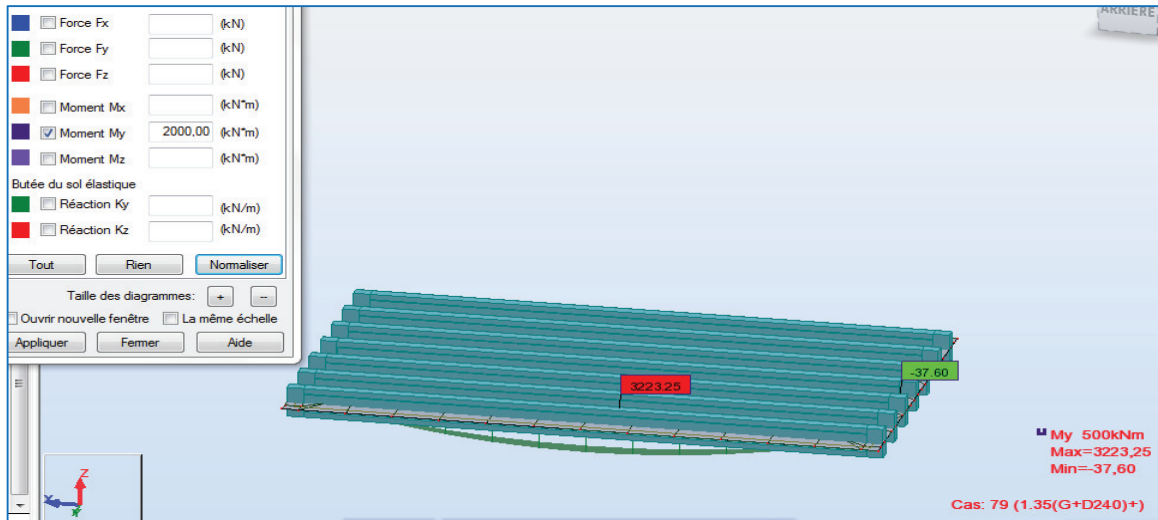
= Affectation l'axe des charge roulant



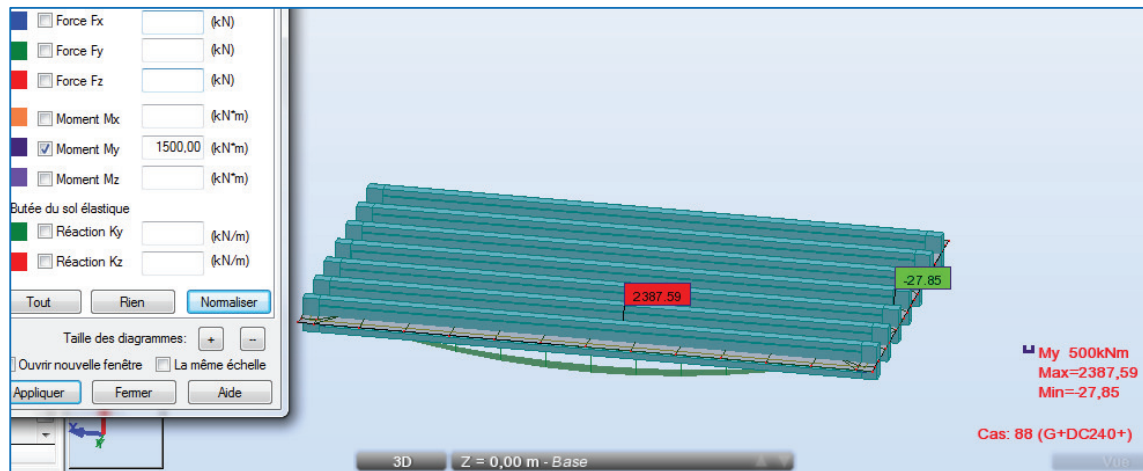
= on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable.



- Faire les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS :



L'EFFORT MAXIMUM a ELU sous la combinaison 1.35 (G+D240)



L'EFFORT MAXIMUM a ELS sous la combinaison (G+D240)

ANNEXE03 :
ETUDE DE LA POUTRE

ANNEXE03

CALCUL DE SECTION EN FLEXION SIMPLE PAR SOCOTEC

1. Hypothèses :

- Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL91

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
Contrainte béton : f_{c28} 35 MPa Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier : f_e 400 MPa

☐ Calcul aux ELU
Effort normal : Nu 0 kN
Moment fléchissant : Mu 40,43 kN*m
Coefficients
durée chargement : 1
sécurité du béton : 1,5
sécurité de l'acier : 1,15

☒ Calcul aux ELS
Effort .. : Ns 0 kN
Moment .. : Ms 40,43 kN*m

Sections d'armatures
supérieures : 10,82 cm²
inférieures : 11,94 cm²

Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☐ barre HA
☐ barre HA

Géométrie
Largeur : b 0,36 m
Hauteur : h 1,1 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0,11 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0,11 m

Pour l'aide, appuyez sur F1

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : cm²
inférieures : cm²

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0,83 MPa	< 21 MPa
armatures supérieures :	6,97 MPa	< 400 MPa
armatures inférieures :	-37,5 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 21 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,25 m

Diagramme de la section rectangulaire avec les dimensions : largeur b = 0,36 m, hauteur h = 1,1 m, position de l'axe neutre y0 = 0,25 m, et positions des armatures supérieures d' = 0,11 m et inférieures c = 0,11 m.

ANNEXE04 :
ETUDE DE LA CULEE

ANNEXE04

Dimensionnement des éléments de culée

Mur garde grève

- Hauteur : $H = 1,66 \text{ m}$.
- Épaisseur (couronnement) : $H_{\text{culée}} = 7,38 \text{ m} > 6 \text{ m}$. $E = 0,30 \text{ m}$ (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = $10,68 \text{ m}$.

Mur de front

- Hauteur : $H = 7,38 - 1,66 = 5,72 \text{ m}$.
- Épaisseur : $E_f = 1,55 \text{ m}$.
- Longueur : et celle du tablier = $10,68 \text{ m}$.

La semelle

- Épaisseur : $1,50 \text{ m}$.
- Largeur : $6,00 \text{ m}$.
- Longueur : $11,22 \text{ m}$.
- Ancrage : $2,3 \text{ m}$
- Béton de propreté : $0,10 \text{ m}$.

Mur en retour

Le mur en retour a une épaisseur constante de $0,30 \text{ m}$ pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 5 m et hauteur de $7,38 \text{ m}$ celle de la culée.

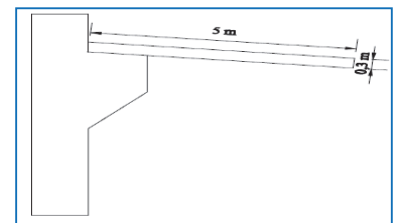
Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = \min(6 \text{ m}, \max(3 \text{ m}, 0,6H))$$

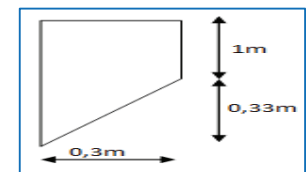
$$H : \text{hauteur de remblais} = H (\text{mur de front} + \text{mur garde grève}) = 7,38 \text{ m}.$$

$$L = 5 \text{ m}.$$



Dalle de transition

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm , elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de 10% .



Schema de corbeau

Le corbeau

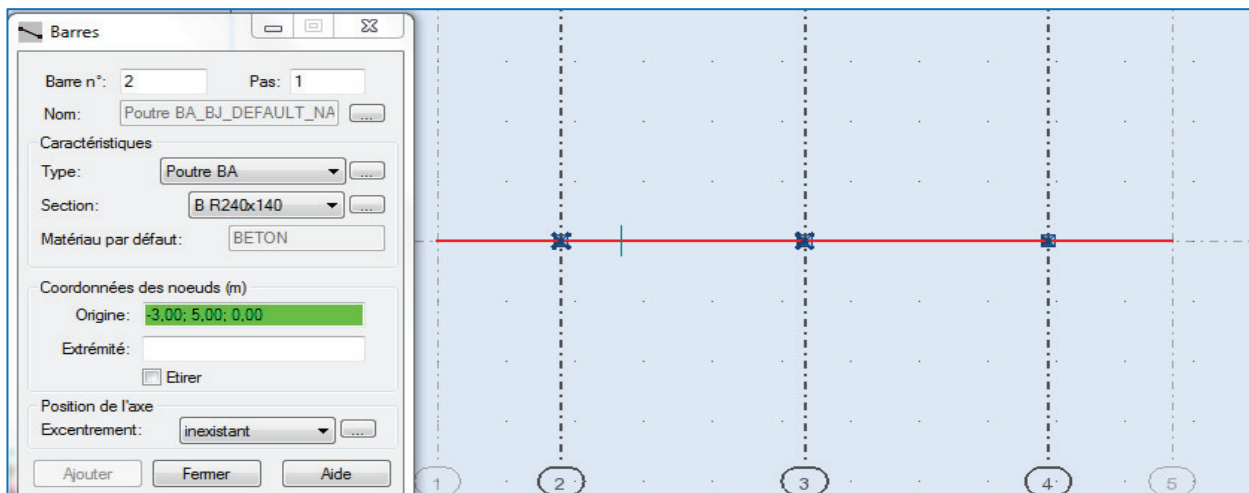
- Hauteur : $H_1 = 0,3 \text{ m}$.
- Hauteur : $H_2 = 0,5 \text{ m}$.
- Largeur : $E_f = 0,25 \text{ m}$
- Longueur : $L = 29,25 - 2 \times 0,3 = 28,65 \text{ m}$

ANNEXE05 :
ETUDE DE LA PILE

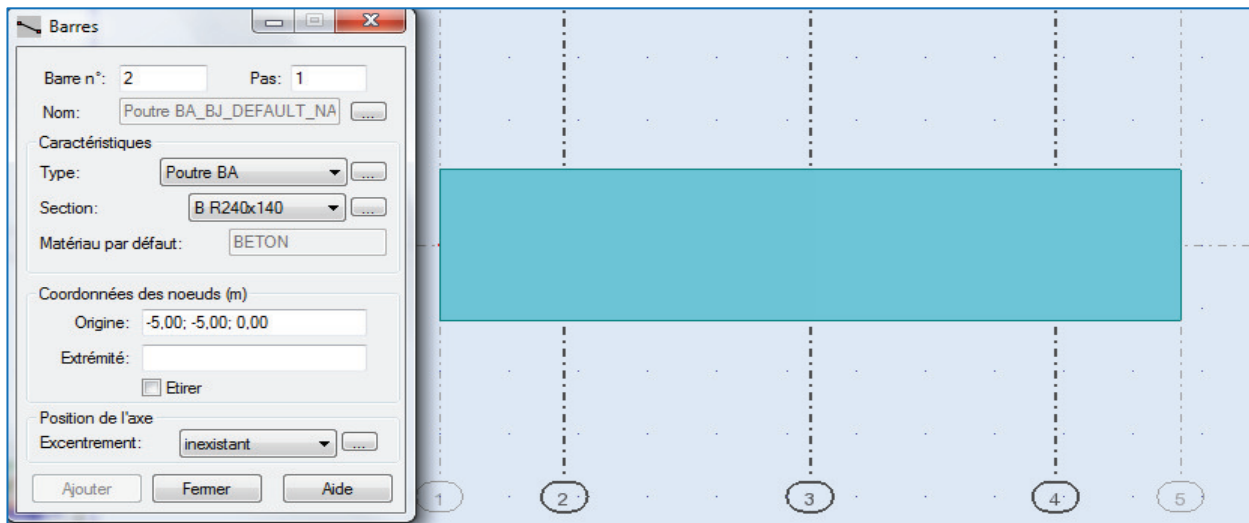
ANNEXE05

LES ETAPES DE LA MODELISATION DE CHEVETRE

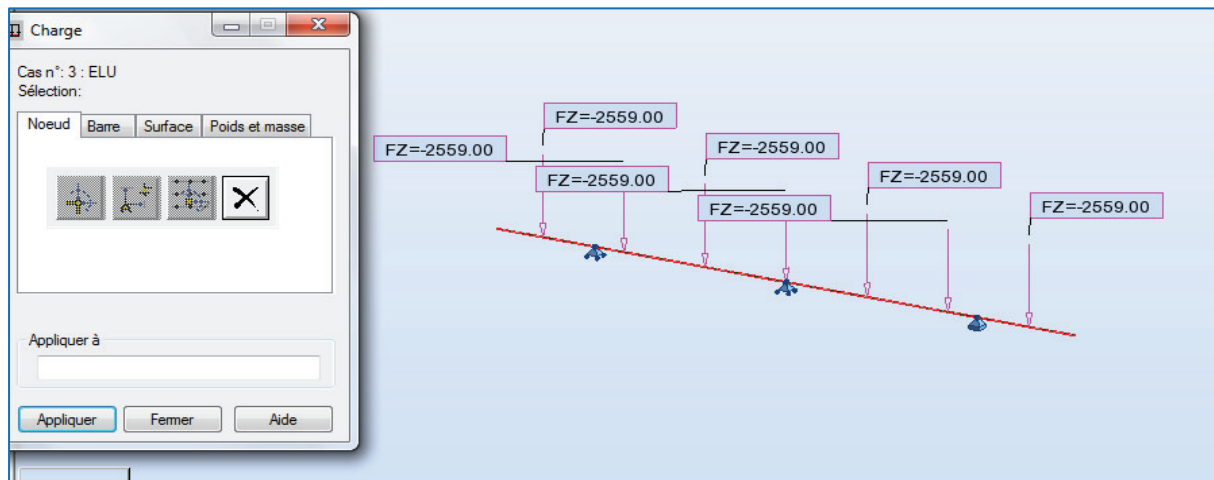
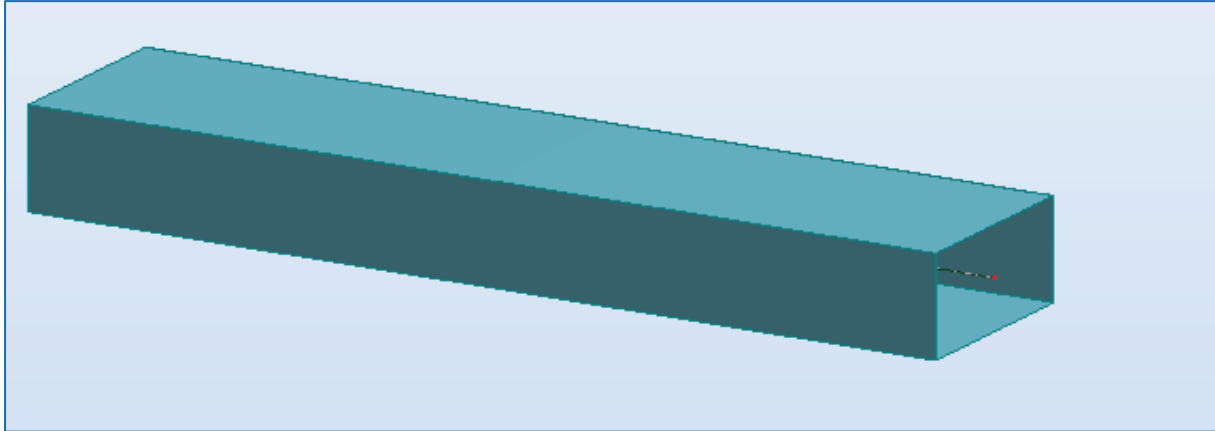
- ✓ on introduire les lignes de construction.
- ✓ On introduire les deux appuis simples et un appui double après la création des nœuds.
- ✓ On crée une nouvelle section de chevetre (240 ×140).



- ✓ On affect la section créée le long d'axe après le choix de matériaux (béton armé)



- ✓ Introduire les cas de charge (permanent et exploitation) sous forme des charges concentrées.



- ✓ On visualise les résultats des efforts max à ELS pour le ferrailage et ELU pour la vérification de l'effort tranchant.

