

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**Conception et étude d'un échangeur  
sur la pénétrante autoroutière de la  
wilaya de Tizi-Ouzou au niveau de la  
RN25 «PK9+700»**

Présenté par :

**MOUAICI Manel**

Encadré par :

**Mr BIREM Kamel  
Dr. AMIEUR Mohamed**

Promotion 2018 /2019

## **REMERCIEMENTS**

*Au nom d'Allah le tout puissant d'avoir guidé mon chemin, et de m'avoir donné la chance, le courage et la motivation pour mener à bien ce modeste travail*

*Nous tenons à témoigner toutes nos reconnaissance et gratitude aux personnes suivantes, pour l'expérience enrichissante et pleine d'intérêt qu'ils nous ont fait vivre durant toute la période de notre projet de fin d'études : **MR BIREM Kamel** chef de projet à **L'ENGOA** notre encadrant, très généreux en conseils utiles, et ce fut un plaisir de travailler avec lui, ainsi que pour son collègue **SALHI Mohamed** et tout le staff d **L'ENGOA** qu'on ne remerciera jamais assez.*

*Nous exprimons également notre gratitude à l'ingénieur en ouvrage d'art **MR. BABAKHOUYA Youcef** qu'était d'un grand soutien moral et professionnel pendant la réalisation de ce travail.*

*Nous profitons de ces quelques lignes pour dire merci à la direction et tout corps professoral de **L'ENSTP** pour l'enseignement de qualité et pour le cadre idéal dont nous avons bénéficié tout au long de notre cursus. Nous remercions également avec dévouement nos familles et nos amis pour leur soutien matériel et moral. Tout mot dit, nous ne les remercierons jamais assez.*

*A eux et elles tous, nous réitérons notre reconnaissance et leurs adressons à tous le même mot d'ordre " **MERCI !** ".*

# *Dédicace*

*J'ai le plaisir et l'honneur de dédier ce modeste travail à l'intention de :*

*A la personne la plus chère et importante de ma vie a celle qui je dois ma réussite, pour son amour, son dévouement, pendant ces longues années d'études, je ne te remercierai jamais assez ma très chère MAMAN*

*A mon cher père "Kamel " en exprimant l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et mon bien être.*

*A mes chers frères " Dahmane", " Amine" et "Youcef", les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.*

*Sans passé sous silence, évidemment, de mon cher futur mari " Yanis" que j'aime a la folie pour sa présence pour moi, son soutien, ces encouragements, et que je remercie chaleureusement pour son aide si précieuse*

*Il va sans dire que ma présente dédicace concerne également l'ensemble de ma grande famille, grand-mère, grand-père, oncles, tantes et tous leurs progénitures.*

*Aussi ma gratitude va vers mes chers ami(e)s et néanmoins frères et sœurs dont les anciens et actuels coéquipiers de mon école.*

## ملخص

هذا المشروع ، بعنوان " تصميم ودراسة جسر للطرق في النقطة الكيلومترية 09+700 للرابطة الاجتنابية لولاية تيزي وزو و البويرة على مسافة 48 كم" يتألف من ثلاثة أجزاء رئيسية. يتمثل الجزء الأول في تقديم موقع إنجاز المشروع و خصائصه لتصميم المتغيرات التي ستنتهي بالاختيار الأكثر ملاءمة. بمجرد أن يختار المتغير، نبدأ دراسة عناصر الهيكل ، بدءاً من السطح حيث نتحقق من قوة الخرسانة والحديد ، ثم ننتهي مع الركائز (الوسطية و الطرفية) حيث يتم تنفيذ دراسة استقرار الأسس.

**كلمات مفتاحية :** جسر، الخرسانة، مسبقة الإجهاد ، بلاطة، تجهيزات، زلزال، الركائز الوسطية ، الركائز الطرفية ، أسس.

## RÉSUMÉ

Ce projet de fin d'étude, intitulé « conception et l'étude d'un pont routier, sur la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de TIZI OUZOU et la wilaya de BOUIRA sur 48 Km, PK 09+ 700 », 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 qu'on finira par choisir la plus favorable. Une fois la variante choisit, on effectue l'étude des éléments de l'ouvrage, commençant par le tablier où on définit les armatures actifs et passifs et vérifie les contraintes du béton et l'acier, ensuite on termine par les appuis (pile et culée) où on effectue l'étude de la stabilité des fondations et le dimensionnement de ces éléments.

**Mots clés :** Pont, Béton, Précontrainte, Hourdis, Équipement, Séisme, Pile, Culée, Fondations

## Abstract

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

**Keywords:** Bridge, concrete, prestress, slab, equipment, earthquake, pier, abutment, foundations.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression au $j^{\text{ème}}$ jours .	$i^2$ : Rayon de giration .	$I_n$ : Moment d'inertie nette de la section.
$f_{tj}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction au $j^{\text{ème}}$ jours .	$\rho$ : Coefficient de rendement géométrique de la section .	$I_{br}$ : Moment d'inertie brute de la section.
$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton .	$L$ : La portée de la travée .	$\sigma_{ti}$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .
$f_{bu}$ : Résistance du béton comprimé à l'ELU .	$\rho_b$ : Masse volumique du béton	$\sigma_{ts}$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure .
$\sigma_{bc}$ : Contrainte limite de compression du béton .	$l_c$ : Largeur chargeable .	$P_0$ : Effort à l'origine.
$E_{ij}$ : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton .	$n$ : Nombre de voies .	$n$ : Nombre de câbles .
$E_{vj}$ : Module d'élasticité longitudinal différé du béton .	$l_v$ : Largeur d'une voie .	$e_p$ : Excentricité du câble moyen .
$\sigma_s$ : Contrainte admissible de traction de l'acier passif .	$a_1$ : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées .	$\sigma_{sup}$ : Contrainte sur la fibre supérieure .
$E_p$ : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif .	$a_2$ : Coefficient dépendant de la largeur de la voie .	$\sigma_{inf}$ : Contrainte sur la fibre inférieure .
$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier .	$bc$ : Coefficient de pondération du convoi Bc .	$Vu$ : Effort tranchant limite .
$f$ : Coefficient de frottement en courbe .	$bt$ : Coefficient de pondération du convoi Bt .	$V_{min}$ : Effort tranchant minimum.
$A_p$ : Section des aciers actifs .	$G$ : Charge permanente.	$V_{max}$ : Effort tranchant maximum.
$\phi$ : Diamètre de la gaine .	$Q$ : Charge d'exploitation.	$\alpha(x)$ : Angle de déviation du câble entre 0 et x.
$\varphi$ : Coefficient de frottement en ligne .	$\delta$ : Coefficient de majoration dynamique.	$\sigma_{p0}$ : Tension initiale .
$\rho_{1000}$ : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.	$\alpha$ : Paramètre de torsion .	$\Delta\sigma_f$ :Perte de tension par frottement .
$f_e$ : Limite élastique des aciers passifs .	$\theta$ : Paramètre d'entretoisement .	$\Delta\sigma_{rec}$ : Perte de tension par glissement .
$E_s$ : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;	$\rho_P$ : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur .	$\Delta\sigma_{rac}$ : Perte de tension par déformation instantanée du béton .
$f_{prg}$ : Limite de rupture garantie des aciers actifs .	$\rho_E$ : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur .	$rm$ : Rayon moyen de la section .
$f_{peg}$ : Limite de élastique garantie des aciers actifs .	$\gamma_P$ : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .	$\Delta\sigma_p(x)$ : Perte due à la relaxation de l'acier .
$B$ : Section brute.	$\gamma_E$ : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur .	$\Delta\sigma_{flu}$ : Perte due au fluage du béton .
$V'$ : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure .	$I_P$ : Moment d'inertie de la poutre.	$\Delta\sigma_{inst}$ : Pertes instantanées .
$V$ : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure .	$I_E$ : Moment d'inertie de l'entretoise.	$\Delta\sigma_d$ : Pertes différées .
$I$ : Moment d'inertie de la section	$I_0$ : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.	$\overline{\sigma}_{bt}$ Contrainte admissible de traction .
	$I_m$ : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.	$\overline{\sigma}_{bc}$ Contrainte admissible de compression .
	$K$ $\alpha$ : Coefficient de répartition transversale.	$V_{red}$ : Effort tranchant réduit .
	$2b$ : Largeur active.	$S(y)$ : Moment statique / au centre de gravité de la poutre.
	$n$ : Nombre de poutres .	
	$\vartheta$ :Coefficient de poisson.	
	$P_{min}$ : Précontrainte minimale.	
	$B_n$ : Section nette.	
	$B_{br}$ : Section brute.	

$b_n(y)$ : Largeur nette de la section au niveau $y$ .	$\alpha_T$ : Angle de rotation de l'appareil d'appui .	$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol .
$M_u, N_u$ : Sollicitations agissant sur la section $A_p$ ;	$\alpha_t$ : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .	$\gamma$ : Poids volumique des terres.
$\sigma_{bt}$ : Contrainte de traction dans le béton .	$f$ : Coefficient de frottement .	R : Réaction d'appui des fûts .
$st$ : Espacement des armatures transversales.	$\sigma_e$ : Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.	I : Entre axe des fûts .
$U_c$ : périmètre d'impact de la roue.	G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.	h : Hauteur du chevêtre ;
$F_g$ : Flèche due aux charges permanente.	E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.	$b_0$ : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre .
$F_p$ : Flèche due à la précontrainte .	Q : actions variables des charges d'exploitation.	D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre ;
$F_c$ : Flèche de construction .	T : période fondamentale.	Mt : Moment de torsion ;
$F_D$ : Flèche due à la surcharge D240 .	$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site .	$\tau_u(v)$ : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant ;
$\theta_g$ : Rotation due aux charges permanentes .	$S_{ae}(T)$ : spectre de réponse élastique .	$\tau_u(Mt)$ : Contrainte de cisaillement dû à la torsion ;
$\theta_D$ : Rotation due à la surcharge D240 .	K : Raideur .	Ns : Effort normal dû au séisme ;
$\theta_P$ : Rotation due à la précontrainte .	g : Accélération de la pesanteur	Hs : Effort horizontal dû au séisme.
$\Delta h_{max}$ : Déplacement maximal à l'appui .	S : coefficient de site ; ;	$K_h$ : Accélération sismique horizontale.
Ri : Rigidité d'un appui.	$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.	Lf : Longueur de flambement.
$\tau_H$ : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .	( $\xi$ ) : Taux d'amortissement.	$\gamma_f$ : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).
$\tau_N$ : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.	d : Déplacement .	ea : Excentricité additionnelle .
	Pt : Poussée des terres ;	C : Coefficient de réaction du sol.
	Ka : Coefficient de poussée des terres.	

## LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1. SPECTRE ELASTIQUE ET SPECTRES DE CALCUL. ....	4
FIGURE II. 1. CARTE REPRESENTATIVE DE LA ZONE D'ETUDE .....	8
FIGURE II. 2. VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE .....	9
FIGURE II. 3. VUE LONGITUDINALE DE L'OUVRAGE.....	9
FIGURE II. 4. COUPE TRANSVERSALE DE L'OUVRAGE.....	10
FIGURE III.1. PRESENTATION DES DIFFERENTES SECTIONS TRANSVERSALES DE LA POUTRE ..	14
FIGURE III.2. COUPE TRANSVERSALE DE LA PREMIERE VARIANTE DU TABLIER.....	14
FIGURE III.3. VUE EN PLAN DE LA PREMIERE VARIANTE .....	14
FIGURE III.4. COUPE LONGITUDINALE DE LA PREMIERE VARIANTE.....	15
FIGURE III.5. PARAMETRES DU DIMENSIONNEMENT D'UN BIPOUTRE A PIECES DE PONT.....	15
FIGURE III.6. POUTRE DE LA .....	16
FIGURE III.7. LES DIFFERENTS TYPES DE CONSOLES. ....	17
FIGURE III.8. VUE EN PLAN DE LA DEUXIEME VARIANTE. ....	18
FIGURE III.9. COUPE TRANSVERSALE SUR LE TABLIER DE LA DEUXIEME VARIANTE. ....	18
FIGURE VI. 1. MODELE NUMERIQUE DU TABLIER AVEC LOGICIEL ROBOT.....	31
FIGURE VI. 2. EFFORTS MAXIMAUX A L'ELS OBTENU PAR ROBOT .....	32
FIGURE VI. 3. EFFORTS MAXIMAUX A L'ELU OBTENU PAR ROBOT .....	32
FIGURE VII. 1. CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON.....	34
FIGURE VII.3. ALLURE DES CABLES SUR LA MOITIE DE LA POUTRE.....	39
FIGURE VII. 4. DIAGRAMME DE DEFORMATION DU BETON ET DE L'ACIER .....	43
FIGURE VII.5. FERRAILLAGE DE LA SECTION MEDIANE.....	47
FIGURE VII.6. ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES. ....	48
FIGURE VII.7. CONCENTRATION DES CONTRAINTES DANS LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION.....	51
FIGURE VII. 8. SCHEMA DE LA ZONE D'APPUI.....	52
FIGURE VII. 9. REPRESENTATION DE LA BIELLE D'ABOUT.....	52
FIGURE VIII.1. FERRAILLAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL.....	57
FIGURE VIII.2. FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	57
FIGURE IX.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE- COMPOSANTE HORIZONTALE.....	62

FIGURE IX.2. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE- COMPOSANTE VERTICALE.....	65
FIGURE X. 2. DIMENSIONS EN DE L'APPAREIL D'APPUI.....	68
FIGURE X. 3. JOINT DU TYPE WD (SOUFFLE MOYEN). .....	71
FIGURE X. 4. SCHEMA D'UNE CORNICHE. ....	72
FIGURE X. 5. GLISSIERE DE SECURITE BN 4 (16 T). .....	72
FIGURE XI.1. FERRAILLAGE DU MUR DE FROND, MUR GARDE GREVE ET CORBEAU.....	79
FIGURE XI. 2. MOMENTS SUR MUR EN RETOUR GENERE PAR MODELISATION. ....	80
FIGURE XI. 3. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR. ....	81
FIGURE XI.4. MODELISATION DE LA DALLE DE TRANSITION SUR ROBOT. ....	82
FIGURE XI. 5. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION.....	82
FIGURE XI.6.FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE.....	83
FIGURE XI.7. FERRAILLAGE DES PIEUX SUR LA CULEE.....	86
FIGURE XII.1. MOMENT FLECHISSANT NEGATIF ET POSITIF MAXIMUM A L'ELS.....	88
FIGURE XII.2. MOMENT FLECHISSANT NEGATIF ET POSITIF MAXIMUM A L'EL.....	89
FIGURE XII.3. FERRAILLAGE DU CHEVETRE. ....	92
FIGURE XII.4. FERRAILLAGE DES FUTS.....	94
FIGURE XII.5. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE.....	95
FIGURE XII.6. FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS PILE.....	98

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la poutre de la variante Bipoutre.....	16
Tableau IV. 1. Caractéristiques géométriques de la section d'about .....	22
Tableau IV. 2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....	22
Tableau IV. 3. Caractéristiques géométriques de la section médiane .....	22
Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre.....	26
Tableau V.2. Calcul des compléments des charges permanentes .....	27
Tableau V. 3. Calcul du chargement A(L). .....	28
Tableau V.4. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système <b>Bc</b> .....	29
Tableau V.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bt. ....	29
Tableau V. 6. Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation. ....	30
Tableau V. 7. Combinaisons de charges réglementaires. ....	30
Tableau VI. 1. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2015.....	32
Tableau VI.2. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec Robot.....	32
Tableau VII.1. Les contraintes admissibles de traction et compression du béton. ....	34
Tableau VII.2. Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant.....	35
Tableau VII.3. La description des phases de vérification. ....	36
Tableau VII. 4. Vérification des hypothèses faites sur les différentes phases de la précontrainte. ....	37
Tableau VII. 5. Etapes de calcul des angles de relevages. ....	38
Tableau VII. 6. Récapitulatif sur les pertes instantanées et différées dans la section médiane.....	40
Tableau VII. 7 : ferrailage longitudinal de la poutre. ....	42
Tableau VII. 8. Calcul des déformations pour la justification à l'ELU .....	44
Tableau VII.9. Vérification des contraintes de traction du béton de la zone d'éclatement. .	49
Tableau VII.10. Calcul de la section d'armature d'éclatement. ....	50
Tableau VII.11. Vérification des contraintes de compression du béton en zone d'éclatement. ....	50
Tableau VII.12. Vérification des contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation. ....	51

Tableau VIII. 1 .Combinaisons des moments transversaux obtenus par RSAP à l'ELU et L'ELS. ....	55
Tableau VIII. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS. ....	55
Tableau VIII. 3. Choix des armatures transversales. ....	56
Tableau VIII. 4. Choix des armatures longitudinales. ....	56
Tableau VIII. 5. Vérification de non poinçonnement. ....	58
Tableau IX. 1. Caractéristiques sismologiques du site. ....	59
Tableau IX.2. Résultat de vérification de la condition d'application de la méthode. ....	64
Tableau IX.3. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison. ....	66
Tableau X. 1. Dimensions de l'appareil d'appui. ....	68
Tableau XI. 1. Dimensions des éléments de la culée. ....	74
Tableau XI. 2. Valeurs des paramètres, $K_d$ , $K_H$ , $K_v$ , $\theta$ . ....	75
Tableau XI. 3. Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité. ....	77
Tableau XI. 4. Efforts maximaux agissant sur le mur frontal. ....	77
Tableau XI.5. Les réactions de chaque pieu et les moments correspondants. ....	83
Tableau XI.6. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu. ....	84
Tableau XII.1. Sollicitation sur pile selon le cas normal et sismique. ....	87
Tableau XII.2. Réaction d'un pieu dans chaque cas de charge selon le type de sollicitation. ....	88
Tableau XII.3. Résultat maximum sous combinaison ELS et ELU. ....	89
Tableau XII.4. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU. ....	91
Tableau XII. 5. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût. ....	93
Tableau XII.6. La réaction maximale sur pieu avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant. ....	95
Tableau XII.7. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu. ....	96

## TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
CHAPITRE MASTER : ÉTUDE DE LA DUCTILITÉ ET DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT .....	2
I.1. INTRDUCTION .....	2
I.2. DUCTILITÉ .....	2
I.2.1. DUCTILITÉ DES MATÉRIAUX.....	2
I.2.2. DUCTILITÉ DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX .....	2
I.2.3. DUCTILITÉ GLOBALE DES STRUCTURES.....	2
I.3. MANIÈRES POUR QUANTIFIER LA DUCTILITÉ .....	3
I.3.1. DUCTILITÉ EN DÉFORMATIONS .....	3
I.3.2. DUCTILITÉ EN COURBURE .....	3
I.3.3. DUCTILITÉ EN DÉPLACEMENT .....	3
I.4. LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	3
I.4.1. POURQUOI LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT ? .....	3
I.4.2. DÉFINITION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT .....	4
I.4.3. MÉTHODE DE JUSTIFICATION AVEC UN COEFFICIENT DE COMPORTEMENT .....	4
I.4.4. CONTENU DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT .....	5
I.4.5. PARAMÈTRES INFLUANT SUR LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	5
I.5. COEFFICINET DE COMPORTEMENT DANS LES RÉGLEMENTS PARASISMIQUES DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008) .....	5
I.6. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DANS L'EUROCODE.....	6
I.6.1. CAS GÉNÉRAL.....	6
I.6.2. CAS DES APPUIS EN ÉLASTOMETRE .....	7
I.7. CONCLUSION .....	8
I.7. BIBLIOGRAPHIE .....	8
CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET.....	8
II.1. INTRODUCTION: .....	8
II.2. PRÉSENTATION DU PROJET : .....	8
II.3. LES DONNÉES FONCTIONNELLES : .....	8
II.3.1. TRACÉ EN PLAN : .....	8
II.3.2. PROFIL EN LONG : .....	9
II.3.3. PROFIL EN TRAVERS SUR OUVRAGE .....	9
II.4. LES DONNÉES NATURELLES : .....	10
II.4.1. DONNÉES GÉOLOGIQUES : .....	10
II.4.2. RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES: .....	10
II.4.3. DONNÉES CLIMATIQUES: .....	10
II.4.4. DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES: .....	10
II.4.5. DONNÉES SISMIQUES: .....	11
II.5. CONCLUSION : .....	11

CHAPITRE III: CONCEPTION GÉNÉRALE.....	12
III.1. INTRODUCTION.....	12
III.2. CRITÈRES DE CHOIX.....	12
III.2.1. PONT A POUTRES PRÉCONTRAINTEES PAR POST-TENSION.....	12
III.2.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE.....	12
III.2.2. PONT MIXTE BIPOUTRE.....	15
III.3. ANALYSE MULTICRITÈRE.....	18
III.4. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE.....	19
III.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES APPUIS.....	19
III.5.1. PILES.....	19
III.5.1.1. FUS.....	19
III.5.1.2. CHEVÊTRE.....	19
III.5.1.3. SEMELLE.....	19
III.5.2. CULEE.....	20
III.5.2.1. MUR FRONTAL.....	20
III.5.2.2. MUR EN RETOUR.....	20
III.5.2.2. MUR GARDE GRÈVE.....	20
III.5.2.3. DALLE DE TRANSITION.....	20
III.5.2.3. SEMELLE.....	20
III.6. CONCLUSION.....	21
CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.....	21
IV.1. INTRODUCTION.....	21
IV.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS.....	21
IV.2.1. SECTION D'ABOUT.....	21
IV.2.2. SECTION INTERMÉDIAIRE.....	22
IV.2.3. SECTION MÉDIANE.....	22
IV.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.....	22
IV.3.1. CIMENT.....	23
IV.3.2. BETON.....	23
IV.3.2.1. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE A LA COMPRESSION.....	23
IV.3.2.2. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE A LA TRACTION.....	23
IV.3.2.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	23
IV.3.2.4. DÉFORMATION DU BETON.....	24
IV.3.3. ACIERS.....	25
IV.3.3.1. ACIERS PASSIFS.....	25
IV.3.3.2. ACIERS ACTIFS.....	25
IV.4. RÉFÉRENCE ET RÉGLEMENT DE CALCUL.....	25
IV.5. HYPOTHÈSES SUR L'ENVIRONNEMENT.....	25
IV.6. CONCLUSION.....	26
CHAPITRE XI : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES.....	26
V.1. INTRODUCTION.....	26
V.2. CALCUL DES CHARGES.....	26

V.2.1. CHARGES PERMANENTES.....	26
V.2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANANTES.....	27
V.3. CALCUL DES SURCHARGES : .....	27
V.3.1. SYSTÈME DE CHARGE CIVIL A(L) : .....	28
V.3.2 SYSTÈME DE CHARGE B : .....	28
V.3.2.1. CONVOIE Bc :.....	28
V.3.2.2. TANDEM Bt : .....	29
V.3.2.3. SYSTÈME Br :.....	29
V.3.3. SYSTÈME DE CHARGE MILITAIRE Mc120 : .....	29
V.3.4. SYSTÈME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240.....	29
V.4. EFFORT DE FREINAGE : .....	29
V.5. RÉCAPITULATIF .....	30
V.6. COMBINAISON D’ACTIONS.....	30
V.7. CONCLUSION : .....	30
CHAPITRE VI : CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	31
VI.1. INTRODUCTION.....	31
VI.2. MODLISATION DU PONT .....	31
VI.2.1. MODÉLISATION DU TABLIER .....	31
VI.3. CONCLUSION .....	33
CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE.....	34
VII.1. INTRODUCTION .....	34
VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAÎTE .....	34
VII.2.1. CLASSE DE LA PRÉCONTRAÎTE : .....	34
VII.2.2. LES SOLLICITATIONS .....	35
VII.2.3. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRÉCONTRAÎTE .....	35
VII.2.4. NOMBRE DE CABLES .....	35
VII.3. VÉRIFICATION DES CONTRAÎTES NORMALES.....	36
VII.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES.....	37
VII.4.1. SECTION D’ABOUT.....	37
VII.4.2. SECTION MEDIANE .....	37
VII.4.3. DÉTERMINATION DE L’ANGLE DE RELEVAGE.....	38
VII.4.4. ALLURE DES CABLES .....	39
VII.5. CARACTÉRISTIQUES NETTES ET HOMOGÈNES DES SECTIONS.....	39
VII.6. CALCUL DES PERTES.....	39
VII.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE.....	40
VII.7.1. JUSTIFICATION DES CONTRAÎTES A L’ELS.....	41
VI.7.1.1. JUSTIFICATION DES CONTRAÎTES NORMALES L’ELS .....	41
VII.7.1.2. VÉRIFICATION DES CONTRAÎTES TANGENTIELLES.....	41
VII.8. ARMATURE PASSIVES.....	41
VII.8.1.FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	41
VII.8.2. ARMATURE DE PEAU.....	42
VII.9. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L’ELU.....	42
VII.9.1. JUSTIFICATION DES CONTRAÎTES NORMALES.....	42

VII.9.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	45
VII.9.2.1. ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU .....	45
VII.9.2.2. MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES .....	45
VII.9.2.3. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI .....	46
VII.9.3. VÉRIFICATION DES BIELLES DE BETON .....	46
VII.10. PRÉSENTATION DU FERRAILLAGE FINAL .....	47
VII.11. CALCUL JUSTIFICATIF RÉGLEMENTAIRE EN SECTIONS PARTICULIERES .....	47
VII.11.1. ÉTUDE DE LA ZONE D'ABOUT.....	47
VII.11.2. ÉTUDE DE LA ZONE D'APPUI.....	51
VII.12. CONCLUSION.....	53
CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA DALLE .....	54
VIII.1. INTRODUCTION .....	54
VIII.2. ÉTUDE DE LA FLEXION .....	54
VIII.2.1. FLEXION LOCALE .....	54
VIII.2.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	54
VIII.2.3. CALCUL DE FERRAILLAGE.....	55
VIII.2.4. CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES .....	55
VIII.2.5. CHOIX DES ARMATURES LONGITUDINALES .....	56
VIII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE .....	56
VIII.3.1. DIAMÈTRE DES BARRES.....	56
VIII.3.2. ESPACEMENT DES ARMATURES .....	56
VIII.4. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE .....	56
VIII.5. VÉRIFICATION DE NON POINÇONNEMENT .....	57
VIII.6. CONCLUSION .....	58
CHAPITRE IX : ÉTUDE SISMIQUE.....	59
IX. 1. INTRODUCTION.....	59
IX.2. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE .....	59
IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	59
IX.4. SÉISME LONGITUDINAL.....	60
IX.4.1.DÉTERMINATION DE LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTÈME : .....	60
IX.4.1.1. RAIDEUR DE LA CULÉE: .....	60
IX.4.1.3.RIGIDITÉ DU SYSTÈME : .....	62
IX.4.2. PÉRIODE FONDAMENTALE DU SYSTÈME : .....	62
IX.4.3.SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE .....	62
IX.4.4. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE .....	63
IX.4.5. RÉPARTITION DES EFFORTS SISMQUES SUR LES APPUIS .....	63
IX.4.6. ÉVALUATION DES DÉPLACEMENTS .....	63
IX.5. SÉISME TRANSVERSAL .....	63
IX.5.1. MÉTHODE DE LA PILE INDÉPENDANTE .....	64
IX.6. SÉISME VERTICAL .....	64
A. IX.7. L'EFFORT SISMQUE DANS CHAQUE DIRECTION .....	65
IX.8. CONCLUSION .....	66

CHAPITRE X : ÉQUIPEMENTS .....	67
X.1. INTRODUCTION .....	67
X.2. LES APPREILS D'APPUIS .....	67
X.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS .....	67
X.2.2. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS .....	68
X.2.2.3. BILAN DES VÉRIFICATIONS .....	68
X.3. LE DÉ D'APPUI .....	68
X.3.1. DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS .....	68
X.3.2. FERRAILLAGE DES DÉS D'APPUIS .....	69
X.4. PLOT PARASISMIQUE .....	69
X.4.1. FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES .....	69
X.5. JOINT DE CHAUSSÉE .....	70
X.5.1. SOUFFLE TOTAL .....	70
X.5.2. CHOIX DE TYPE DE JOINT DE CHAUSSÉE .....	70
X.6. CORNICHE .....	71
X.7. L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT .....	71
X.8. GLISSIÈRE DE SÉCURITÉ .....	72
X.9. CONCLUSION .....	72
 CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA CULÉE .....	 74
XI.1. INTRODUCTION .....	74
XI.2. LES DIMENSIONS DES DIFFÉRENTS CONSTITUANTS DE LA CULÉE .....	74
XI.3. ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA CULÉE .....	74
XI.3.1. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULÉE .....	74
XI.3.2. DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSÉE $K_{AD}$ .....	75
XI.3.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	75
XI.4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA CULÉE .....	76
XI.5. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE .....	77
XI.5.1. MUR FRONTAL .....	77
XI.5.2. MUR GARDE GRÈVE .....	78
XI.5.3. CORBEAU .....	78
XI.5.3. MUR EN RETOUR .....	79
XI.5.5. DALLE DE TRANSITION .....	81
XI.6. ÉTUDE DES FONDATIONS SOUS CULÉE .....	82
XI.6.1. LA SEMELLE SOUS CULÉE .....	82
XI.6.2. LES PIEUX SOUS CULÉE .....	83
XI.6.2.1. CARACTÉRISTIQUES DES PIEUX .....	83
XI.6.2.2. EFFORT SUR PIEU .....	84
XI.6.2.3. FERRAILLAGE DE PIEU .....	84
XI.7. CONCLUSION .....	86
 CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA PILE .....	 87
XII.1. INTRODUCTION .....	87
XII.2. ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA PILE .....	87

XII.3. FERRAILLAGE DE LA PILE.....	88
XII.3.1. CHEVÊTRE.....	88
XII.3.1.2. ÉTUDE DU CHEVÊTRE A LA TORSION .....	90
XII.3.2. LE FUT .....	92
XII.3.2.1. VÉRIFICATION DU FLAMBEMENT .....	92
XII.3.2.2. ÉVALUATION DES EFFORTS SUR FUT .....	92
XII.3.3. SEMELLE SUR PIEU .....	94
XII.3.4. PIEUX SOUS LA PILE .....	95
XII.4. CONCLUSION.....	98
CONCLUSION GÉNÉRALE .....	99

## **ANNEXES**

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE  
ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS  
ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES  
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER  
ANNEXE 05. PRECONTRAINTÉ  
ANNEXE 06. DEFORMATION  
ANNEXE 07. EQUIPEMENTS  
ANNEXE 08. CULEE  
ANNEXE 09. PILE



# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

### INTRODUCTION GÉNÉRALE

La communication est la base de tout développement économique et culturel d'une civilisation. A cet effet l'homme développe au cours des siècles des moyens pour se déplacer.

Les obstacles qui se sont présentés à lui l'ont poussé à créer des infrastructures de franchissement qui sont les ouvrages d'art.

L'Algérie faisant partie des pays en voie de développement, elle a le potentiel nécessaire tel que les ressources naturelles pour devenir une force mondiale, mais cela ne sera possible sans un bon réseau routier permettant de faciliter les échanges commerciaux d'une ville à une autre.

C'est pourquoi un programme de réalisation des infrastructures routières a été lancé dans ces dernières années. A cet effet, la construction d'ouvrages d'art connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés et qui a connu une évolution très rapide.

Au vue de tous les atouts qu'apporte ce programme dans notre pays, nous avons choisi d'approfondir nos connaissances sur une partie de ces ouvrages qui est l'échangeur situé au PK 9+700 dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djabahia sur 48 km, où on est ramenés en premier lieu à décrire l'environnement du site de réalisation, avec ses caractéristiques fonctionnelles, géologiques, climatiques et sismiques, afin de concevoir des variantes permettant de construire l'échangeur Ceci-dit suivant des critères bien précis. Quelques conceptions seront écartées pour arriver à la variante qui répond aux contraintes de notre projet.

La variante retenue, sera étudié 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, basée sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Le nord algérien, est connu par son activité sismique, où les constructions parasismiques sont obligatoires, y compris les ouvrages d'art, pour cela l'étude sismique est effectuée pour les appuis qui doivent être dimensionnés afin de résister à ces actions. Sans oublier quelques équipements qui dépendent de ce phénomène (joint de chaussée, appareil d'appuis) pour leurs fonctionnements.

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



**CHAPITRE MASTER.I :**  
**ÉTUDE DE LA DUCTILITÉ ET DU**  
**COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

## I.1. INTRODUCTION

Lors d'une excitation sismique, la structure subit des déformations en phase post-élastique qui ont pour effet de dissiper l'énergie à travers ses éléments constructifs.

La plupart des matériaux présentent une capacité importante de déformation plastique avant la rupture, donc il est possible d'obtenir une sécurité acceptable en autorisant des incursions dans le domaine plastique, cette propriété fondamentale est appelée ductilité.

Diverses approches ont été effectuées dans le but de permettre la prise en compte du comportement ductile non linéaire d'une structure.

L'approche qui consiste à définir un coefficient de comportement de la structure est le souci actuel des chercheurs en génie parasismique. Ils ont tenté de valider expérimentalement et théoriquement ce coefficient et de cerner les paramètres qui le conditionnent.

Cela montre la grande importance du coefficient de comportement et son influence sur le dimensionnement et la résistance des structures face aux séismes.

## I.2. DUCTILITÉ

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique globale. Mais qu'est-ce que la ductilité ?

Le terme ductilité définit la capacité d'une structure et de ces différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de la résistance et de la raideur.

### I.2.1. DUCTILITÉ DES MATÉRIAUX

La ductilité des matériaux est une caractéristique mécanique qui explique leur capacité à stocker l'énergie lors l'application brutale des forces.

Les matériaux sont dits ductiles lorsqu'ils peuvent absorber sans dommage une quantité importante d'énergie par unité de volume. La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime atteinte au moment de la rupture, et la déformation élastique maximale. Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation.

### I.2.2. DUCTILITÉ DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Elle exprime le rapport entre la rotation maximale et celle élastique que peut subir l'élément structural, on peut dire qu'elle est mesurée par le coefficient de ductilité en rotation.

Cette ductilité nous permet de donner une bonne distribution des moments dans la structure en assurant une performance d'un élément ou d'une liaison de la structure.

### I.2.3. DUCTILITE GLOBALE DES STRUCTURES

La ductilité globale d'une structure correspond au rapport des déplacements horizontaux maximaux au sommet et aux déplacements horizontaux élastiques.

## I.3. MANIÈRES POUR QUANTIFIER LA DUCTILITÉ

On distingue 3 manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

### I.3.1. DUCTILITÉ EN DÉFORMATIONS

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante des contraintes, on définit la ductilité des déformations comme étant le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique.

### I.3.2. DUCTILITÉ EN COURBURE

Dans les poutres, c'est la capacité de rotation dans les rotules plastiques qui nous intéresse, on peut définir une ductilité de courbure (rotation par unité de longueur) comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

### I.3.3. DUCTILITÉ EN DÉPLACEMENT

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure, elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique

## I.4. LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

### I.4.1. POURQUOI LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT ?

Pour un séisme majeur, le concepteur n'est pas obligé d'exiger une résistance maximale sous l'action maximum mais une résistance considérablement plus faible, pourvu que le système dispose d'une ductilité suffisante, car le problème qui se pose en génie parasismique est qu'il n'est pas réaliste, sauf dans le cas des ouvrages à risque spécial comme les centrales nucléaires, de considérer que le comportement des structures reste dans le domaine linéaire pour des séismes de forte intensité.

Donc, il faut introduire un facteur ou un coefficient qui permet au calculateur – qui ne dispose que des calculs linéaire, de passer des résultats d'un calcul linéaire équivalent à des résultats réels d'un calcul non – linéaire (comportement non – linéaire). Ce coefficient est appelé **coefficient de comportement**.

Alors, dans la méthode dite 'calcul linéaire équivalent', il y'a lieu de diviser les sollicitations résultantes d'un calcul élastique par le coefficient de comportement pour obtenir des sollicitations de dimensionnement aux états limites ultimes propres de la structure, avec une fiabilité requise, et un comportement satisfaisant.

### I.4.2. DÉFINITION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du Tremblement de terre.

Ce coefficient de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative de la structure.

### I.4.3. MÉTHODE DE JUSTIFICATION AVEC UN COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

C'est la méthode de référence utilisée dans les codes de 3ème génération. Les non linéarités du comportement sont représentés par le biais d'un coefficient unique. Le coefficient de comportement  $q$  restituant l'ensemble des phénomènes (ductilités, sur résistance, non linéarités géométriques, comportement d'ensemble, etc...) contribuant au comportement de l'ouvrage, en évitant au concepteur de procéder à un calcul non linéaire.

En pratique, le coefficient de comportement  $q$  sert au dimensionnement : les actions sismiques sont déterminées par un calcul linéaire équivalent où les forces élastiques obtenues sont divisées par  $q$ , ce qui plafonne la résistance de la structure. En contrepartie, les déplacements dans le domaine plastique sont approximativement égaux à ceux calculés en élasticité ; ils ne sont donc pas affectés par le coefficient  $q$  et la structure est donc astreinte à subir des déplacements post-élastiques d'autant plus importants que  $q$  est plus grand (figure I.1), ce qui engendre un appel à ductilité d'autant plus grand.

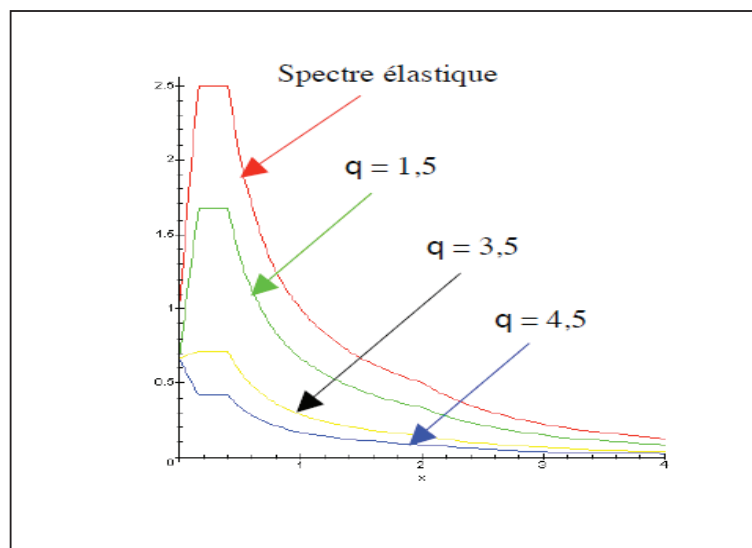


Figure I.1. Spectre élastique et spectres de calcul (Accélération fonction de déplacements)

En pratique, la norme indique la valeur maximale du coefficient de comportement, en supposant qu'elle est atteinte à l'ELU. Ceci signifie que, pour un niveau de sollicitation inférieur, il convient de faire appel à un coefficient de comportement plus petit. En effet, si la sollicitation sismique est suffisamment faible, la structure reste élastique et le coefficient de comportement est égal à 1. Il serait fautif d'utiliser le coefficient de comportement maximal dans le cas de niveau sismique plus faible que celui pour lequel la structure a été dimensionnée.

### I.4.4. CONTENU DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans les ouvrages à risque normal et lors d'une action sismique, des incursions dans le domaine plastique sont autorisées mais qui ne peuvent être utilisées qu'associées à un spectre de dimensionnement.

Pour les ouvrages à risque spécial, il est exigé de rester dans le domaine élastique donc imposer un coefficient de comportement légèrement supérieur à 1.

Le choix des valeurs des coefficients de comportement doit tenir compte plusieurs fonctions comme:

- Association avec le spectre de dimensionnement.
- Utilisation des réserves de ductilité (transformation des sollicitations en déformations).
- Le coefficient de comportement tient compte de la dégradation des rigidités.
  
- Ce coefficient intègre l'évolution des structures au cours du mouvement sismique, parce que dans le cas réel inélastique, les rotules plastiques qui se forment les premières, subissent l'essentiel des cyclages du fait de leur souplesse, mais ces rotules ne sont pas prises en compte dans le calcul élastique classique multimodal.
- Ce coefficient couvre les incertitudes propres au calcul des structures en situation sismique.

### I.4.5. PARAMÈTRES INFLUANT SUR LE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

- Ductilité
- Période propre
- Amortissement
- Type de sol
- Régularité de la structure

### I.5. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DANS LES RÉGLEMENTS PARASISMIQUES DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s)-ci par plastification des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées rotules plastiques.

Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations.

Pour réduire les efforts de dimensionnement, la notion de coefficient de comportement  $q$  est utilisée.

Les efforts obtenus par un calcul élastique, en utilisant le spectre de dimensionnement ( $S_{ad}$ ), sont divisés par ce coefficient " $q$ " pour le dimensionnement de la structure, Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient  $q$  pour le comportement ductile.

Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée au niveau des culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie.

**I.6. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DANS L'EUROCODE**

Les rotules plastiques ne sont susceptibles de se développer que dans les piles et le coefficient de comportement  $q$  ne dépend donc que de la nature de ces piles et de la plus ou moins grande incursion dans le domaine plastique prévisible. En effet le concepteur peut choisir entre deux classes de ductilité qui correspondent à des dispositions constructives plus ou moins contraignantes :

- structures ductiles permettant d'adopter les valeurs du coefficient de comportement  $q$  les plus importantes.
- structures à ductilité limitée avec  $q$  plafonné à 1,5.

Les valeurs du coefficient de comportement  $q$  peuvent être différentes dans des directions horizontales différentes, mais la classe de ductilité doit être la même dans toutes les directions.

**I.6.1. CAS GÉNÉRAL**

Les valeurs maximales du coefficient de comportement  $q$  qui peuvent être utilisées pour les composantes horizontales sont données par le tableau (I.1) suivant:

Type d'éléments ductiles	Comportement sismique	
	Ductile limité	Ductile
Piles en béton armé :		
Piles verticales en flexion	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_S)$
Béquilles inclinées fléchies	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_S)$
Piles en acier :		
Piles verticales en flexion	1,5	3,5
Béquilles avec contreventement normal	1,2	2,0
Piles avec contreventement normal	1,5	2,5
Piles avec contreventement excentré	–	3,5
Assemblage rigide des culées au tablier :		
En général	1,5	1,5
Structures bloquées	1,0	1,0
Arcs	1,2	2,0
* $\alpha_S = L_S/h$ est le rapport de portée d'effort tranchant de la pile, où $L_S$ est la distance entre la rotule plastique et le point de moment nul et $h$ est la hauteur de la section transversale dans la direction de flexion de la rotule plastique.		
Pour $\alpha_S \geq 3$ $\lambda(\alpha_S) = 1,0$		
$3 > \alpha_S \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_S) = \sqrt{\frac{\alpha_S}{3}}$		

Tableau I.1. Valeurs maximales du coefficient de comportement  $q$ .

Dans le cas de la conception ductile ( $q > 1,5$ ) ces coefficients de comportement doivent être réduits :

- si le comportement sismique du pont n'est pas régulier.
- si l'effort normal  $N$  d'une pile est trop élevé.

On adopte alors le coefficient réduit :

### **Note :**

Le coefficient  $q$  des piles dépendant de leur élancement, on devra retenir la valeur la plus faible pour le groupe de piles retenant le tablier dans une direction considérée. Les piles munies d'appareils glissants dans cette même direction pourront par contre être calculées avec leur propre coefficient.

### **I.6. 2. CAS DES APPUIS EN ÉLASTOMETRE**

Si on utilise des appareils d'appui en élastomère pour transmettre les efforts horizontaux du tablier aux piles et culées (isolation sismique), la classe de ductilité limitée est imposée, soit  $q = 1,5$  quelle que soit la nature des piles ou leur effort normal. De plus il est imposé de majorer les déplacements par un coefficient de (fiabilité des appuis) de valeur 1 ou 1,5 selon les cas.

### **I.7. CONCLUSION**

La détermination du coefficient de comportement diffère d'un chercheur à un autre et revient à la complexité de la relation implicite existante entre ce coefficient et les autres paramètres qui le conditionnent, comme la ductilité qui est l'un des paramètres le plus déterminant pour préciser la valeur du coefficient de comportement.

En ce qui concerne notre travail, la ductilité de la structure à étudier sera déterminée à partir de la ductilité globale de la structure, car elle donne une image globale du comportement face à une force extérieure.

L'évaluation du coefficient de comportement se base essentiellement sur des approches issues des expériences effectuées dans le domaine parasismique.

### **I.8. BIBLIOGRAPHIE**

-ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City 1996.

-Chopra A K., Chintanapakdee C., Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. (2004), J Struct Eng 130(9), 1309-1319.

-RPOA., Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, 2008, Alger.

-EURECODE.



**CHAPITRE II :**  
**PRÉSENTATION DU PROJET**

### II.1. INTRODUCTION:

Etudier un ouvrage d'art exige une large connaissance de diverses informations (Fonctionnelles, naturelles et environnementales) qui répond aux besoins nécessaires, que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation.

### II .2. PRÉSENTATION DU PROJET :

L'ouvrage projeté fait partie du premier tronçon (10Km) de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de l'échangeur de Djebahia (wilaya de Baira) qui est prévu sur 48 Kilomètres, traversant la route nationale N°25 au PK 9+700 où se trouve notre projet.

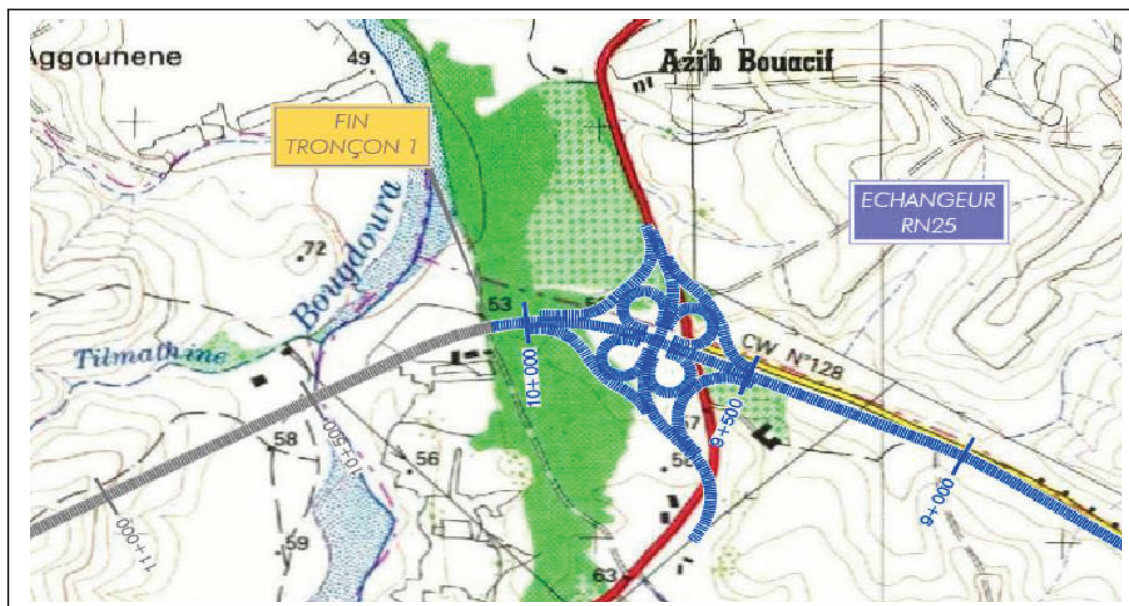


Figure II. 1. Carte représentative de la zone d'étude

L'ouvrage permet un changement de direction de la route nationale à la pénétrante autoroutière et vis versa.

### II .3. LES DONNÉES FONCTIONNELLES :

#### II .3.1. TRACÉ EN PLAN :

Cet échangeur est mécaniquement droit et ne présente aucun biais ou courbe géométrique, donc notre ouvrage est bien droit, composé de 02 travées isostatiques identiques de 31.5m chacune.

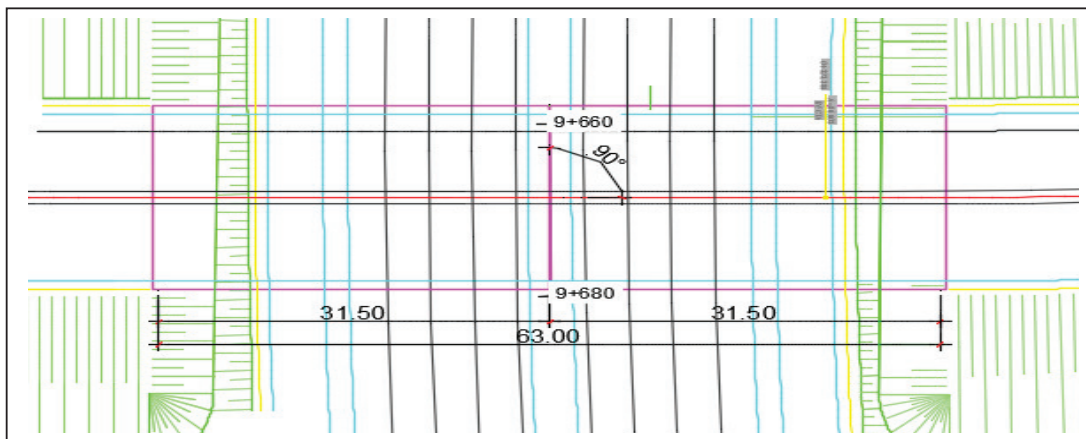


Figure II. 2. Vue en plan de l'ouvrage

### II .3.2. PROFIL EN LONG :

Il s'agit d'un ouvrage d'art avec deux culées et une pile centrale étant l'espace entre appuis est de 31,5 mètres.

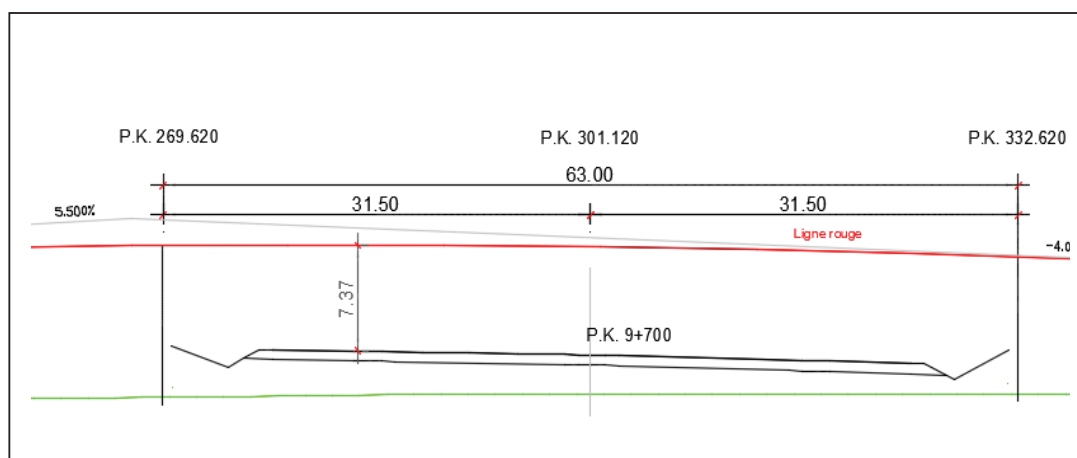


Figure II. 3. Vue longitudinale de l'ouvrage

Le profil en travers sur notre ouvrage est défini par 2 x 2 voies de circulation, deux bandes d'arrêt d'urgence, deux bandes dérasées gauche.

### II.3.3. PROFIL EN TRAVERS DE L'OUVRAGE

Ainsi, le profil en travers est caractérisé par :

- La largeur totale de l'ouvrage : 21.30 m
- Le nombre de voies de circulation : 2x2 voies de 3.50m.
- Bandes d'arrêt d'urgence 2 ×2m.
- Pente transversale : 2.5 %.
- La largeur du trottoir : 2x0.65 m.
- PTC roulant : 2m.

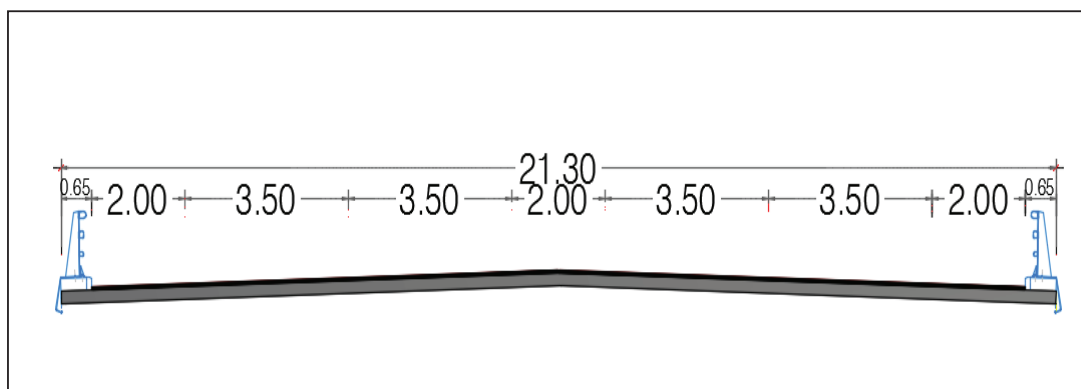


Figure II. 4. coupe transversale de l'ouvrage

## **II .4. LES DONNÉES NATURELLES**

### **II .4.1. DONNÉES GÉOLOGIQUES**

La zone d'étude fait partie d'un substrat marneux appartenant à la dépression Mio-plioquaternaire de Draa Ben Khedda, localisée au Nord du massif Montagneux de la « Grande Kabylie ». Sur le substrat Miocène signalé, des différentes formations superficielles (entre lesquelles les alluviales sont prédominants) sont développées.

Durant l'opération de sondage, la nappe phréatique est localisée à environ 5 mètres de profondeur, bien qu'elle puisse avoir changement de profondeur entre les saisons sèches et pluviales.

### **II .4.2. RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES**

Le Laboratoire des Travaux Publics de l'entreprise italienne (INSAMAC), a procédé à l'exécution des études géotechniques du projet. Cette intervention consiste à réaliser des essais sur le site, qui sont :

- Réalisation de dix sondages carottés.
- Réalisation d'un essai de pénétration dynamique.
- Réalisation de quinze essais pressiométriques.

Les résultats de l'étude géotechnique et le schéma de localisation des implantations pour la réalisation des essais in-situ sont présentés dans l'annexe 01.

### **II.4.3. DONNÉES CLIMATIQUES**

La wilaya de Tizi-Ouzou affiche une température moyenne annuelle de 17.9°, le mois le plus chaud de l'année est celui de août avec une température moyenne de 27.4°C , et une température moyenne de 10.1°C au mois de janvier qui est le plus froid de l'année.

### **II .4.4. DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES**

La région reçoit une moyenne des précipitations annuelles de 896 mm.

### II .4.5. DONNÉES SISMIQUES:

La conception et la réalisation de tout projet, doivent prendre en compte l'aléa sismique de la région, en se référant au R.P.O.A. 2008.

Selon la norme citée les ponts qui franchissent des autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants (première classe). La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de **Tizi-Ouzou** à la (**Zone IIa**) de moyenne sismicité. Et pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,20**.

Ces deux paramètres permettent d'évaluer l'effet du séisme en calculant un coefficient dit « d'accélération de zone », D'autres paramètres liés à la sismologie du site seront développés dans un chapitre propre à l'étude sismique de l'ouvrage.

### II .5. CONCLUSION :

La collecte de ces données présentées dans ce chapitre nous permet de cerner la conception de notre ouvrage d'art qui sera traité dans le chapitre suivant.



**CHAPITRE III :**  
**CONCEPTION GÉNÉRALE**

### III.1. INTRODUCTION

Le choix d'un type d'ouvrage appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisit doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions de réalisation.

Donc l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela on a proposé deux variantes dans but d'élaborer à la fin une solution qui repend à toutes les sujétions.

### III.2. CRITÈRES DE CHOIX

Dans notre projet, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais pour les sélectionner on doit tenir compte d'un certain nombre de paramètres :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réservé).
- L'implantation des appuis.
- La possibilité de réalisation.
- Les conditions d'exécution et d'accédé à l'ouvrage.

Pour aboutir au meilleur choix, il faut d'une part bien connaitre la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

#### III.2.1. PONT A POUTRES PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION

Les ouvrages à poutre préfabriquée de type VIPP sont des structures relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

##### III.2.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE

Cette variante comporte deux travées identiques de longueurs égales **L= 31.50 m**, où le tablier est constitué de poutres précontraintes préfabriquées par post tension de hauteur constante et de **32 m** de long, et une dalle supérieure coulée en place en béton armé d'épaisseur égale **20 cm**.

Le nombre de poutres N est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'entraxe tenant compte de position de la poutre de rive.

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1, \text{ tel que : } \quad La = 21.30 - (2 \times 0.65) = 20\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} La : \text{ la distnce entre les appuis de rives} \\ \lambda : \text{ l'entraxe des poutres fixé à } 1.448\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow N = \frac{20}{1.448} + 1 \Rightarrow N = 15 \text{ poutres}$$

##### III.2.1.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

- **L'élancement :**

L'élancement des ponts à poutres précontrainte en post tension dépend de la portée :  
L : Longueur d'une travée (L=31.50m)

$H_t$  : Hauteur totale de tablier

$$\frac{1}{20} \leq \frac{H_t}{L} \leq \frac{1}{17} \quad \Rightarrow \quad 1.57 \leq H_t \leq 1.85$$

On prend :  $H_p = H_t - H_h = 1.50$  m



$$H_p = 1.50 \text{ m}$$

Tel que :  $H_h = 0.20$  m et  $H_t = 1.70$  m

- **Largeur de la table de compression b :**

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre.

$$b > 0.6 \times H_t \rightarrow b > 1.02 \text{ m}$$



$$b = 1.03 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la table de compression :**

Elle doit satisfaire la condition de bonne mise en place des armatures passives :

$$10 \text{ cm} < e_{bt} < 15 \text{ cm}$$



$$e_{bt} = 11 \text{ cm}$$

- **Talon :**

La largeur  $l_t$  :

$$l_t = \frac{l \times L^2}{k h_t^2} \quad \text{Avec} \quad 1100 < K < 1300$$



$$l_t = 47 \text{ cm}$$

L'épaisseur  $e_t$  :

$$m < e_t < 20 \text{ cm}$$



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

- **Epaisseur de l'âme :**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif en respectant les règles des dispositions constructives (Coffrage métallique).

$b_0$  Est donné par :  $20 < b_0 < 22 \Rightarrow$  On prend

$$b_0 = 21 \text{ cm}$$

Au voisinage d'appuis, l'âme est dimensionnée pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit à un épaissement de l'âme

$b_0$  Est donné par  $30 < b_0 < 35 \text{ cm} \Rightarrow$  On prend

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

- **Les Goussets :**

**Gousset du talon :**

La tangente de l'angle varie de 1 à 1.5, d'où on choisit un angle  $\alpha = 57^\circ$  (avec une hauteur de 20cm et un adjacent de 13cm)

**Gousset de la table de compression :**

On a un premier gousset qui prend une pente variant a de 1/15 à 1/10, et une deuxième pente qui prend un angle de 45° (on prend une hauteur et un adjacent de 10cm).

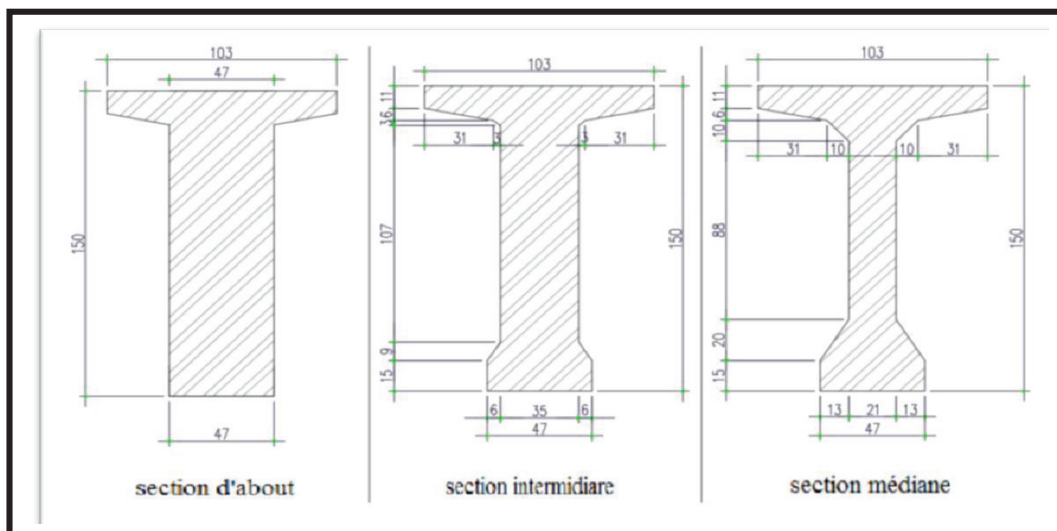


Figure III.1. Présentation des différentes sections transversales de la poutre

• Hourdis (Dalle) :

En général  $16 \leq h_0 \leq 25$

Dans ce cas on prend



$h_0 = 20\text{cm}$

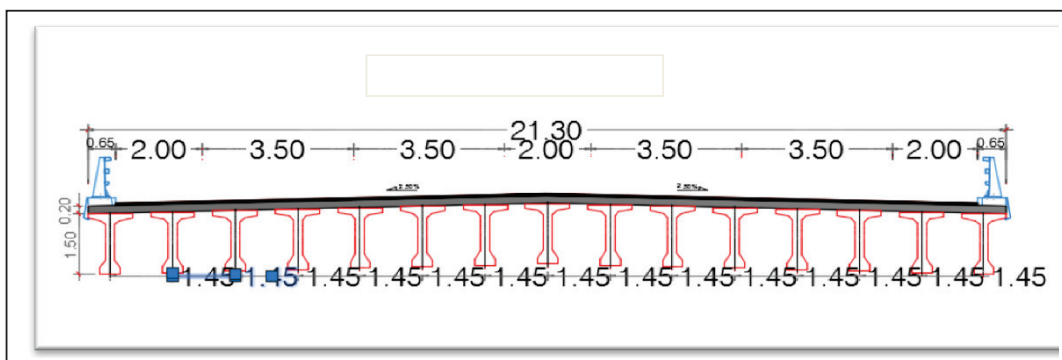


Figure III.2. Coupe transversale sur le tablier de la première variante.

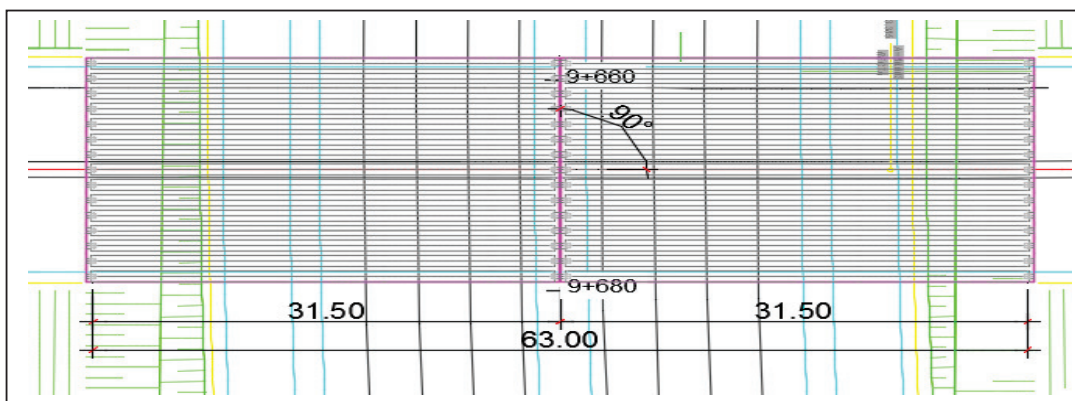


Figure III.3. Vue en plan de la première variante

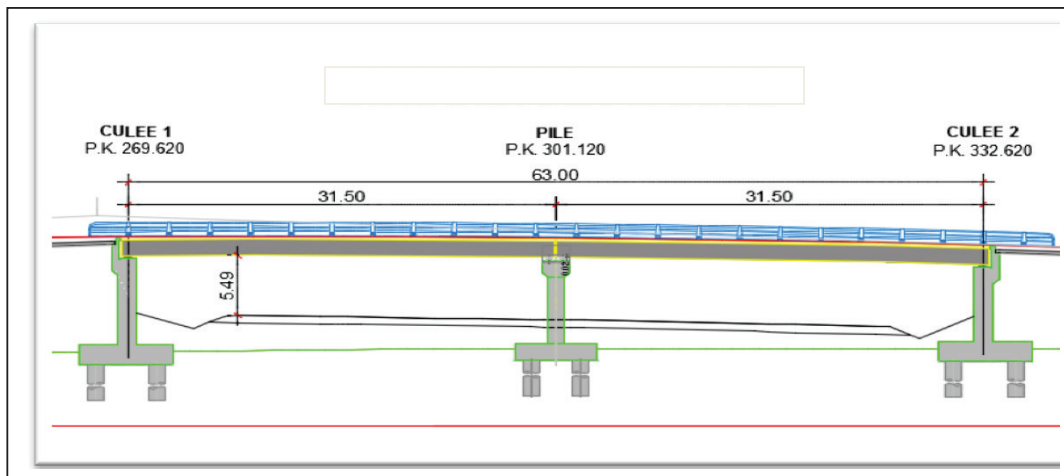


Figure III.4.Coupe longitudinale de la première variante

### III.2.2. PONT MIXTE BIPOUTRE

Nous proposons un tablier mixte type bipoutre à pièces de pont composé de deux travées identiques de **31.50m** chaqu'une, constitué par l'association d'un squelette métallique avec des poutres secondaires appelées « pièces de pont » qui soutiennent la dalle et permettent de réduire son épaisseur.

On utilise un ouvrage type bipoutre à pièces de pont avec consoles puisqu'on a une largeur totale de pont égal à 21.30 m > 14.00 m.

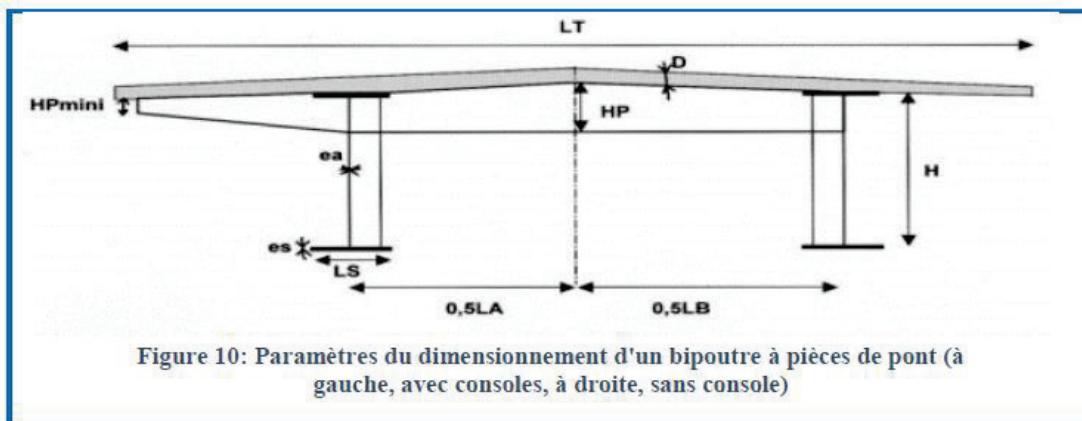


Figure 10: Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont (à gauche, avec consoles, à droite, sans console)

Figure III.5. Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont

#### III.2.2.1 PRÉDIMENSIONNEMENT SELON GUIDE SETRA

Eléments de Pré dimensionnement	Formules	Application
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left( \frac{X}{28} \left( \frac{L_T}{12} \right)^{0.333}, 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	1.36 m
Entraxe des poutres	$L_A = \text{environ } 0.55 L_T$ $L_B = L_T - 4\text{m}$	11.175m 17.30 m
Largeur des semelles inf. $B_{Inf}$	$0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125}$	1.29m

<b>Largeur des semelles sup.</b> $B_{Sup}$	$B_{Inf} - 0,100$ pour un tablier à deux voies $B_{Inf} - 0,200$ pour un tablier à quatre voies	1.06m
<b>Hauteur des pièces de pont</b>	$H_p =$ environ 1/11ème de $L_A$ ou $L_B$ . $H_{p\ min} =$ environ 300 mm.	1015 mm
<b>Tonnage de charpente</b>	$65+0.9X^{1.2} (1.43 - \frac{L_T}{30}) + 2L_T + 0.22X$ en kg/m2	90.87
<b>Epaisseur de la dalle</b>	24 à 26 cm	25
<b>Ratio de ferrailage de la dalle</b>	Environ 275 kg/m3	275 kg/m3

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la poutre de la variante Mixte

X : Est la longueur des travées courantes.

- **Epaisseur de la semelle :**  $25\text{mm} < e_{sem} < 150\text{mm}$

On prend  $\Rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{Semelle sup. } e = 35 \text{ cm.} \\ \text{Semelle inf. } e = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$

- **Epaisseur de l'âme:**  $15\text{mm} < e_{ame} < 35\text{mm}$

On prend  $\Rightarrow$   $e = 25\text{mm}$ .

- **Les pièces de pont**

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés reconstitués soudés.

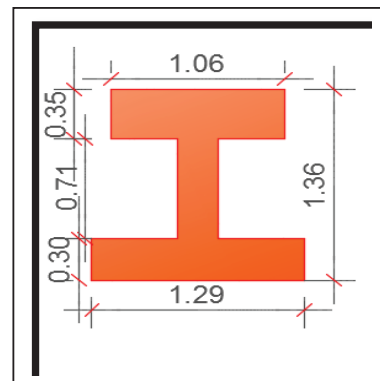


Figure III.6. Poutre de la variante mixte

Entraxe  $3.5\text{m} < \lambda < 4.5\text{m}$  On prend  $\Rightarrow$   $\lambda = 3.5\text{m}$ .

- **Géométrie en plan et en élévation :**

**En élévation :** les pièces de pont doivent être disposées de préférence dans des plans perpendiculaires au profil en long, pour faciliter le soudage de leurs semelles supérieures sur celles des poutres principales.

**En plan :** les pièces de pont sont perpendiculaires aux poutres sur un ouvrage droit et rayonnantes sur un ouvrage courbe.

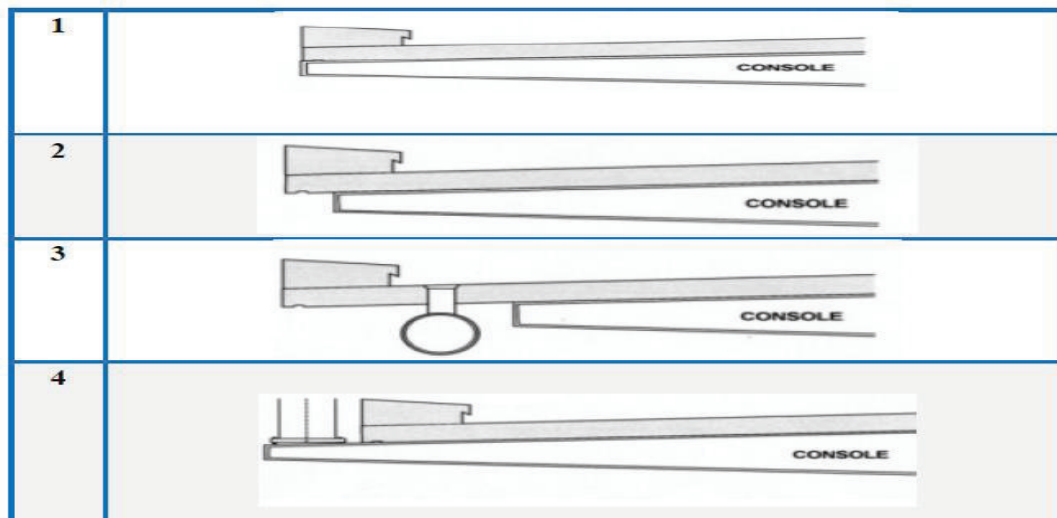


Figure III.7. Les différents types de consoles.

Pour ce projet on prend une console de type 1 ( $l=3.60\text{m}$  de même longueur d'encorbellements de la dalle).

Entraxe entre les poutres principales est de  $14.23\text{m}$ .

- **Géométrie de détail des pièces de pont**

-**La hauteur** : sensiblement égale au  $1/11^{\text{ème}}$  de l'entraxe des poutres principales Donc  $1281\text{ mm}$  et varie linéairement entre la poutre principale et l'extrémité de la dalle (dans le console) pour atteindre une hauteur de  $300\text{ mm}$ .

-**L'épaisseur** :  $12\text{ mm}$ .

-**La semelle supérieure** : épaisseur  $t_s = 20\text{ mm}$ , largeur  $b_s = 300\text{ mm}$ .

-**La semelle inférieure** : épaisseur  $t_s = 20\text{ mm}$  largeur  $b_s = 1281\text{ mm}$ .

- **Connexion entre la dalle et l'ossature métallique :**

On utilise des goujons sous forme des tiges de  $22\text{ mm}$  de diamètre surmontées par une tête de  $25\text{ mm}$  de diamètre et de  $10\text{ mm}$  de hauteur. La hauteur totale est de  $150\text{ mm}$ .

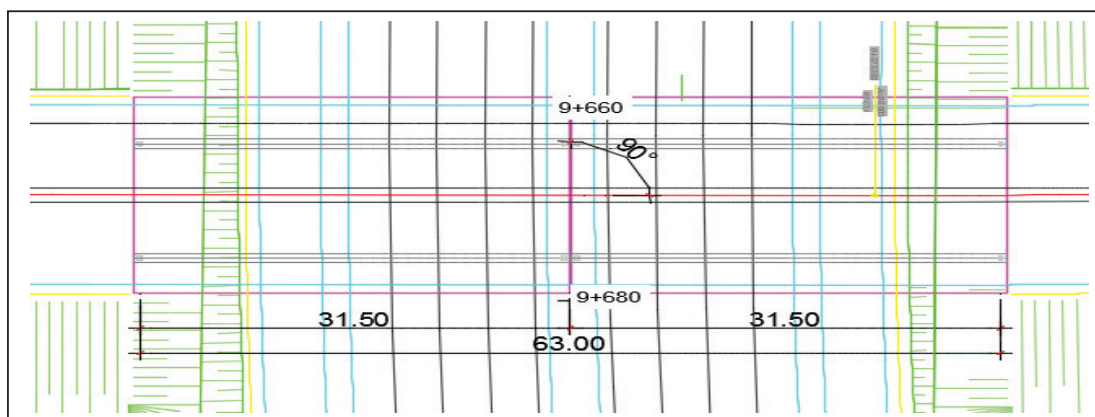


Figure III.8. Vue en plan de la deuxième variante.

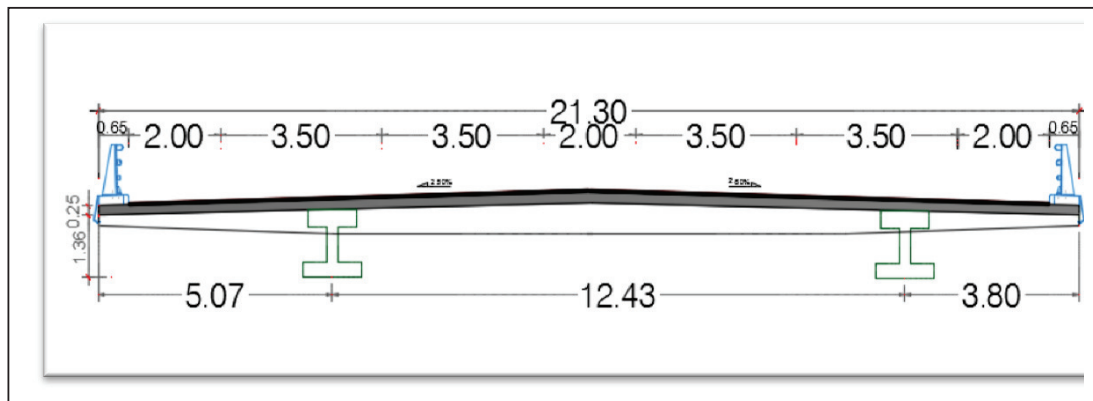


Figure III.9. Coupe transversale sur le tablier de la deuxième variante.

### III.3. ANALYSE MULTICRITÈRE

On se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque variante, on choisit rationnellement le type de pont qui répond au besoin de l'ouvrage en tenant compte des différentes contraintes présentées.

Cette analyse se fait par rapport aux aspects suivant :

- ✓ Maitrise (réalisation).
- ✓ Esthétique.
- ✓ Coût
- ✓ Délais.
- ✓ Entretien.

#### Variante n°01. Pont A Poutres Précontraintes Par Post-Tension.

##### Avantages

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.
- La facilité du contrôle ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages ce qui permet d'éviter l'encombrement gênant souvent le fonctionnement du chantier

##### Inconvénients

- Poids propre très important.

#### Variante n°02 : pont mixte bipoutre

##### Avantages :

- Légèreté par rapport aux tabliers d'autres types de ponts
- Rapidité d'exécution globale
- Précision dimensionnelle des structures

##### Inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- La nécessité d'entretien périodique contre la corrosion (peinture)
- Le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Influencent de retrait grandement sur la répartition des efforts intérieurs.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).

### III.4. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Après l'analyse des aspects négatifs et positifs des deux variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre, et vue que les critères les plus importants restent : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, la variante pont mixte bipoutre est écartée, sachant qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet. D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante pont à poutres préfabriquées en post tension qui fera l'objet de notre étude.

Une fois la variante sélectionnée, une nouvelle conception est nécessaire pour les appuis qui présentent les éléments porteurs du pont, et cette conception possède aussi ses critères de choix.

### III.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES APPUIS

#### III.5.1. PILES

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, et des différents types de sollicitations agissantes sur la pile.

Dans le cas d'un tablier avec une grande largeur, la solution d'une pile munie plusieurs colonnes de moyenne section, plus un chevêtre est satisfaisante.

##### III.5.1.1. FÛTS

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre 5 fûts circulaires à un diamètre fixe de 1.2 m et un entraxe de 4.35 m.

##### III.5.1.2. CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

Le chevêtre à une longueur voisine à la largeur du tablier, on la prend égale à 21.3m.

Largeur : d'ordre de 2m minimum. Dans notre cas, on choisit un entraxe de 1.45 m entre les appareils d'appuis ( $l=2m$ ).

Hauteur :  $1m \leq H \leq 1,6m$ .  $H = 1,30 m$ .

##### III.5.1.3. SEMELLE

Epaisseur : 1.5m.

Largeur : 6 m.

Longueur : 19.8 m.

Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre  $\Phi=1,2 m$  avec un entraxe de 3.6m. (Fondation profonde).

#### III.5.2. CULÉE

La culée est un appui de rive destiné à supporter les remblais d'accès et le poids du tablier. Cet appui est constitué de plusieurs éléments, dont chacun entretient un rôle nécessaire pour le fonctionnement de la culée.

### III.5.2.1.MUR FRONTAL

Hauteur : dépend essentiellement de la hauteur du remblai d'accès, ne dépassant pas 10 m (H = 7.70m).

Épaisseur : de l'ordre de 1m (E= 1,40 m).

Largeur : elle doit couvrir la totalité du tablier et celle du tablier (l=21.3 m).

### III.5.2.2.MUR EN RETOUR

Nécessaire pour le soutènement des terres du remblai d'accès, munie d'une aile pour assurer le soutènement des terrains en pente.

Épaisseur : de l'ordre de 60 cm (e= 60 cm). En recouvrant toute la hauteur de la culée.

### III.5.2.2.MUR GARDE GRÈVE

Son rôle est de retenir les terres derrière le tablier et permet d'établir le joint de chaussée.

Hauteur : H = 2m.

Épaisseur : E= 0.25 m.

Longueur : et celle du tablier = 21.3m.

### III.5.2.3.DALLE DE TRANSITION

Pour atténuer les efforts de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage, on met en place une dalle de transition de 30cm d'épaisseur surmontant un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

Cette dalle recouvre tout le remblai équivalent à une longueur de 20 m et une largeur de 5m incliné avec une pente de 8%.

### III.5.2.3.SEMELLE

Les dimensions de la semelle sur pieux dépendent essentiellement de ces derniers (pieu). Les pieux sont dans certains cas nécessaire pour vérifier la stabilité des appuis (culée-pile) selon la résistance du sol. Cette étude est effectuée dans le chapitre XI, où on conclut que la semelle est surmontant 12 pieux de 1.2 m de diamètre disposés suivant 2 file de 7 pieux chacun.

La semelle est de forme rectangulaire pour permettre la disposition des pieux avec un entraxe de 3 fois son diamètre, vue la nécessité d'espacer suffisamment afin de permettre une bonne exécution et négliger l'effet de groupe.

Épaisseur : 1,80m.

Largeur : 24 m.

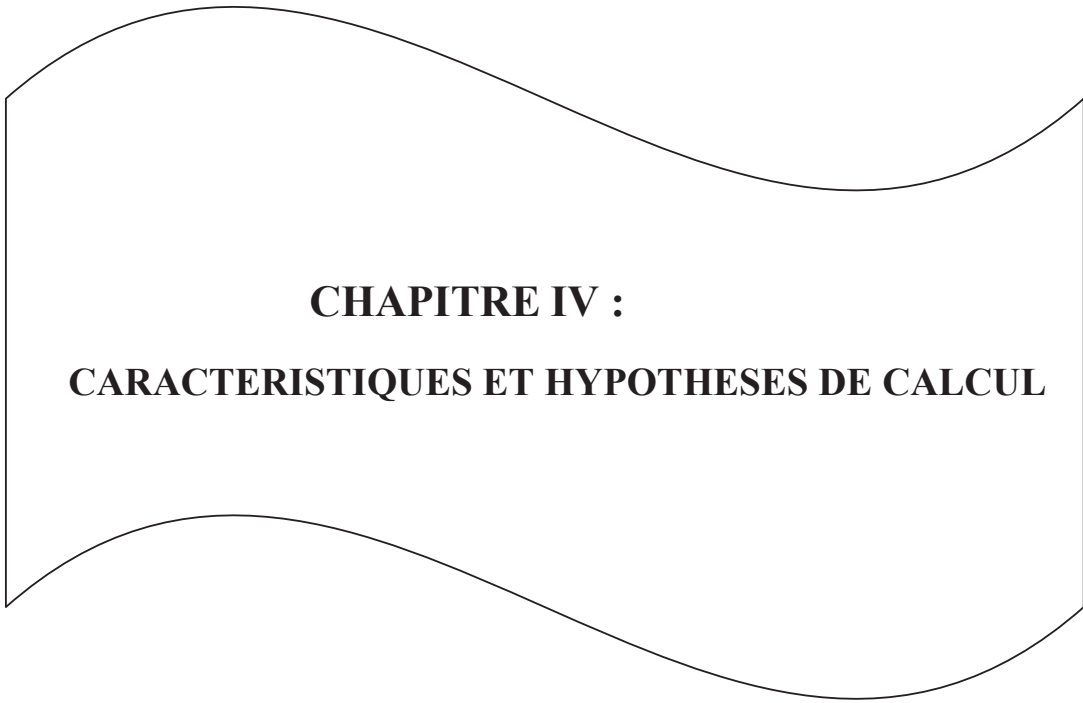
Longueur : 7m.

Entraxe : 3.6 m.

Béton de propreté : 0,10 m.

## III.6. CONCLUSION

Ce choix doit être ensuite étudié et vérifié pour d'éventuelle évaluation qui vont être traités dans les chapitres suivants.



**CHAPITRE IV :**  
**CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL**

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts à poutres préfabriquées sont des ponts dont le tablier porte des propriétés géométriques divers pour répondre au bon fonctionnement de l'ouvrage, mais la géométrie seule ne suffit pas, et il est nécessaire d'approvisionner le projet de bons matériaux. Or, la stratégie consiste à optimiser la forme géométrique et d'améliorer les caractéristiques des matériaux.

Dans ce chapitre nous allons définir les propriétés géométriques du tablier et les caractéristiques des matériaux conçus pour notre ouvrage avec les hypothèses et les références de calcul.

IV.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS

La poutre est composée de trois sections transversales (section d'about, intermédiaire et médiane) en plus d'un about de poutre rectangulaire. Pour ce volet on valorise les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

On utilise la fonction d'Autocad (Propmeca) Pour le calcul de centre du gravité, V et V', le moment d'inertie par rapport au centre de gravité  $I_g$ , les autres caractéristiques sont obtenues par les formules suivantes :

- Rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I/g}{V \cdot V \cdot B}$$

$I/g$  : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG.

- Moment statique :

$$S/\Delta = B_{brute} \cdot V'$$

- Les sections nettes :

$$B_{nette} = B_{brute} - 5\% B_{brute}$$

$$S/\Delta_{nette} = S/\Delta_{brute} - 5\% S/\Delta_{brute};$$

$$I/\Delta_{nette} = I/\Delta_{brute} - 10\% I/\Delta_{brute}$$

IV.2.1. SECTION D'ABOUT

Sans Hourdis		Avec Hourdis	
Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	0.7818	Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	1.0794
Périmètre (m)	4.9620	Périmètre (m)	6.278
Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.766	Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	1.056
V (m)	0.6832	V (m)	0.6672
V' (m)	0.8168	V' (m)	1.0328
I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.1644	I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.2976
I/g net (m <sup>4</sup> )	1.4796	I/g net ((m <sup>4</sup> )	2.6784
S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	0.638574	S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	1.114804
S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.606645	S/Δ net (m <sup>3</sup> )	1.059064
ρ (%)	37,70	ρ (%)	40

Tableau IV. 1. Caractéristiques géométriques de la section d'about

IV.2.2. SECTION INTERMEDIAIRE

Sans Hourdis		Avec Hourdis	
Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	0.6461	Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	0.9437
Périmètre (m)	5.0759	Périmètre (m)	6.3919
Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.6138	Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.8965
V (m)	0.6712	V (m)	0.628
V' (m)	0.8288	V' (m)	1.072
I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.1494	I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.2715
I/g net (m <sup>4</sup> )	1.3443	I/g net (m <sup>4</sup> )	2.4435
S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	0.5355	S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	1.0116
S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.5087	S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.9610
ρ (%)	41.6	ρ (%)	42.7

Tableau IV. 2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

IV.2.3. SECTION MEDIANE

Sans Hourdis		Avec Hourdis	
Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	0.5108	Aire Brute B (m <sup>2</sup> )	0.8084
Périmètre (cm)	5.1714	Périmètre (cm)	6.4874
Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.495	Aire Nette B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.785
V (m)	0.6583	V (m)	0.5792
V' (m)	0.8417	V' (m)	1.1208
I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.1383	I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.2475
I/g net (m <sup>4</sup> )	0.1245	I/g net (m <sup>4</sup> )	2.2275
S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	0.4299	S/Δ brute (m <sup>3</sup> )	0.9060
S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.4084	S/Δ net (m <sup>3</sup> )	0.8607
ρ (%)	48.9	ρ (%)	47.2

Tableau IV. 3. Caractéristiques géométriques de la section médiane

IV.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Il s'agit ici d'évoquer les caractéristiques des différents matériaux (ciment, béton et acier) qui seront utilisés dans la réalisation de l'ouvrage.

IV.3.1. CIMENT

Celui utilisé pour les fondations, les fûts de piles et les culées est un CEM II (CPJ) résistant aux milieux agressifs.

**IV.3.2. BÉTON**

**IV.3.2.1. RÉSISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION**

La résistance mécanique à la compression du béton en fonction de son âge se calcul par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Pour le présent ouvrage on utilise un béton de :

- 40 MPa pour la superstructure (poutres, dalle.)
- 27 MPa pour l'infrastructure (fondation, piles, culées, chevêtres).

**IV.3.2.2. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE A LA TRACTION**

La résistance caractéristique se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Alors on admet pour notre ouvrage les résistances à la traction suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{tj} = 3 \text{ MPa} & \text{pour la superstructure.} \\ f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} & \text{pour l'infrastructure.} \end{cases}$$

**IV.3.2.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES**

✓ **Contrainte admissible de compression :**

- **A L'ELU**

Données par l'expression suivante :

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelles.} \end{cases}$$

Dans notre cas on se place dans une situation durable ou la durée d'application de la combinaison d'action est supérieure à 24h, On aura pour notre ouvrage :

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 22,67 \text{ MPa} & \text{pour la superstructure.} \\ f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} & \text{pour l'infrastructure.} \end{cases}$$

• **A'ELS :**

La contrainte admissible de compression du béton est limitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c\ 28} \quad \text{En construction.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c\ 28} \quad \text{En service.} \end{array} \right.$$

Or, les contraintes admissibles de compression de l'ouvrage sont comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \left\{ \begin{array}{l} \text{En services : 20 MPa pour la superstructure et 13.5 MPa pour l'infrastructure.} \\ \text{En construction : 24 MPa pour la superstructure et 16.2 MPa pour l'infrastructure.} \end{array} \right.$$

**IV.3.2.4. DÉFORMATION DU BETON**

On définit un module de déformation longitudinale du béton défini par les règles BAEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

✓ **Déformation transversale du béton :**

La déformation transversale se traduit par le coefficient de poisson  $\nu$  qui est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ Pour la justification à l'ELS.} \\ \nu = 0.3 \text{ Dans le cas de l'ELU.} \end{array} \right.$$

**IV.3.3. ACIERS**

**IV.3.3.1. ACIERS PASSIFS**

On utilise dans notre ouvrage des aciers passifs qui sont caractérisés par les propriétés suivantes :

- Des barres d'acier de haute adhérence type 1 de nuance Fe E50.
- Limite d'élasticité garantie de 500 MPa.
- Module d'élasticité  $E_s = 210\ 000$  MPa.
- Densité  $\gamma = 7.85$  ton/m<sup>3</sup>.
- La contrainte admissible de traction (fissuration préjudiciable).

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \\ \text{avec } \eta = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.}$$

### IV.4.3.2. ACIERS ACTIFS

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques ci-dessous:

- Câble de type : 9 T15S (neuf torons à base relaxation de 15mm de diamètre)
- Aire nominale de l'acier :  $A_p=1350 \text{ mm}^2$ .
- Diamètre de la gaine :  $\varnothing = 8\text{cm}$ .
- Contrainte de rupture garantie :  $f_{pk}=1860 \text{ MPa}$ .
- Limite élastique garantie :  $f_y =1640 \text{ MPa}$ .
- Taux de relaxation à 1000 heure :  $\rho_{1000} = 2.5\%$ .
- Module d'élasticité :  $E_p=190\,000 \text{ MPa}$ .

### IV.4. RÉFÉRENCE ET RÉGLEMENT DE CALCUL

On considère les principaux documents suivants comme base de prescriptions de nos calculs :

- Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers RCPR 2008.
- Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).
- Béton armé aux états limites (BAEL91) modifié 99.
- Fascicule 62, titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil.

### IV.5 HYPOTHÈSES SUR L'ENVIRONNEMENT

Fissuration : Préjudiciable.

### IV.6. CONCLUSION

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude toute en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.



**CHAPITRE V :**  
**CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES**

**V.1. INTRODUCTION**

En phase d'exploitation l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées.

**V.2. CALCUL DES CHARGES**

**V.2.1. CHARGES PERMANENTES**

✓ **Poids des Poutres :**

Section	$S_0$	About	Intermédiaire	Médiane
Longueur $L_i$ (m)	0.325	0.775	6.42	8.48
Aire $A_i$ (m <sup>2</sup> )	1.545	0.7818	0.6461	0.5108
Volume ((m3)	0.502	0.606	4.148	4.331

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre.

Sachant que :  $\left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3 \\ P_{Poutre} = 2 \times \sum L_i A_i \times \rho_b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_{Poutre} = 2 \times 24.032 = 47.93 \text{ t.} \\ P_{Poutre} = 1.497 \text{ t/ml.} \end{array} \right.$

**n** : nombre de Poutres (**n=15 Poutres**).

$$P_{Poutres} = 15 \times P_{Poutre} = 22.47 \text{ t/ml.}$$

⇒  $P_{Poutres} = 22.47 \text{ t/ml}$

✓ **Poids de L'ourdis :**

$$P_{hourdis} = \rho_b \times e_{hourdis} \times l_{hourdis}.$$

Sachant que l'épaisseur de l'ourdis est de **20 cm**.

$$P_{hourdis} = 0.20 \times 2.5 \times 21.30.$$

⇒  $P_{hourdis} = 10.65 \text{ t/ml}$

✓ **Tôle TN40 :**

Coffrage perdu d'un poids de 9.81 kg/m<sup>2</sup> et d'épaisseur de 1 mm et de contrainte admissible de 716 kg/m<sup>2</sup>.

⇒  $P_{TN40} = 0.09 \text{ t/ml}$

- **Le poids total des charges permanentes**

$$P_{CP} = P_{poutres} + P_{hourdis} + P_{TN40}$$

$$P_{CP} = 33.21 \text{ t/ml}$$

### V.2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANENTES

Le poids propre de chaque complément des charges permanentes est présenté dans le tableau suivant :

Dimensions	Epaisseur e(m)	Largeur L (m)	Aire de section A= e x l (m²)	Poids volumique (t/m³)	Poids (t/ml)
Revêtement	0.06	20	1.2	2.4	2.88
Etanchéité	0.02	20	0.4	2.4	0.96
Trottoir	0.25	0.65	0.162	2.5	0.405
Corniche	-	-	0.12	2.5	0.30
Glissière de sécurité	-	-	-	-	0.15

Tableau V.2. Calcul des compléments des charges permanentes.

- **Poids total des compléments des charges permanentes :**

$$\begin{cases} P_{CCP} = P_R + P_E + 2(P_T + P_{GS} + P_C) \\ P_{CCP} = 2.88 + 0.96 + 2(0.405 + 0.15 + 0.30) \end{cases} \Rightarrow P_{CCP} = 5.85 \text{ t/ml}$$

- ✓ **Poids totale du tablier**

$$\begin{cases} G \text{ (t/ml)} = P_{CP} + P_{CCP} \\ G \text{ (t/ml)} = 33.21 + 5.85 \end{cases} \Rightarrow G \text{ (t/ml)} = 39.06$$

$$\begin{cases} G = G \text{ (t/ml)} \times (2 \times \sum l_i) \\ G = 39.06 \times 32 \end{cases} \Rightarrow G = 1249.92 \text{ t}$$

### V.3.CALCUL DES SURCHARGES :

On commence d'abord par définir les données nécessaires dans le calcul :

- Le pont est classé en première classe largeur roulable,  $l_r = 20\text{m} > 7\text{m}$ .
- La largeur chargeable  $l_c = 19 \text{ m}$  Avec (2 Glissières de sécurité) .
- Largeur de la voie :  $\frac{l_c}{n} = \frac{19}{6} = 3.16 \text{ m}$ .
- Coefficient de majoration dynamique :

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

- $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{désigne la portée de la travée (L=31.5m).} \\ G : \text{le poids total de la travée (G=1246.33 t).} \\ S : \text{La charge d'un essieu} \end{array} \right.$

**V .3.1. SYSTÈME DE CHARGE CIVIL A(l) :**

On se basant sur la description des surcharges développée en annexe, on obtient les résultats suivants :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \\ A(l) = 10.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Le calcul des surcharges de type A(l) pour différent nombre de voie chargée est présenté dans le tableau suivant :

$$V = \frac{l_c}{n} = \frac{19}{6} = 3.16$$

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	Coefficient a1	Coefficient a2	A2 = a1 × a2 × A1 (KN/m²)	Largeur Chargée (m)	A(l) (KN/ml)
1	10.50	1	1.11	11.61	3.16	36.75
2	10.50	1	1.11	11.61	6.33	73.50
3	10.50	0.9	1.11	10.45	9.50	99.23
4	10.50	0.75	1.11	8.70	12.66	110.25
5	10.50	0.70	1.11	8.12	15.83	128.63
6	10.50	0.7	1.11	8.12	19.00	154.28

Tableau V. 3. Calcul du chargement A(L).

**V .3.2 SYSTÈME DE CHARGE B :**

Les caractéristiques de ce système de charge et les étapes de calcul du coefficient de majoration dynamique, sont détaillées en annexe 03.

**V .3.2.1. CONVOIE B<sub>c</sub> :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S = N_c \cdot P_c \cdot b_c \\ \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \end{array} \right.$$

P<sub>c</sub>: Le poids total de chaque camion (P<sub>c</sub>=300 KN).

Nombre de voies chargées	$B_c$ (KN)	Coefficient $b_c$	Poids total S (KN)	Coefficient $\delta$
1	600	1.2	720	1.06
2	1200	1.1	1320	1.07
3	1800	0.95	1728	1.08
4	2400	0.80	1920	1.07
5	3000	0.7	2100	1.08
6	3600	0.7	2520	1.08

Tableau V.4. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système  $B_c$ .

V.3.2.2. TANDEM  $B_t$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = N_t \cdot P_t \cdot b_t \\ \delta_t = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \end{array} \right. , \quad P_t: \text{le poids total de chaque tandem } (P_t = 320 \text{ KN}).$$

Nombre de tandem	$b_t$	S (KN)	$\delta_t$
1	1.2	384	1.06
2	1.2	768	1.06

Tableau V.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système  $B_t$ .

V.3.2.3. SYSTEME  $B_r$  :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{Tel que } S = 10t \quad \Rightarrow \quad \delta_{Br} = 1.056$$

V.3.3. SYSTÈME DE CHARGE MILITAIRE  $M_{c120}$  :

Les propriétés de ce système et la méthode de calcul du coefficient de majoration dynamique sont présentées dans l'annexe 03.

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

Avec :  $S = 110 \text{ t}$   $\Rightarrow$   $\delta = 1.067$

V.3.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE  $D_{240}$

Les caractéristiques de ce système sont déterminées en annexe 03, sachant que les convois exceptionnels ne sont pas multipliés par la majoration dynamique.

**V .4.6. EFFORT DE FREINAGE :**

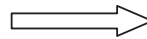
Les hypothèses et la méthode de calcul correspondant à la force de freinage est présentées en annexe 03.

- Freinage dû au système A(l):

$$F_{AL} = \frac{A.S}{20+0.035.S}$$

Avec

$$\begin{cases} A = A (l) = 8.12 \text{ KN/m}^2 \\ S = 32 \times 3.16 \times 6 = 606.72 \text{ m}^2 \end{cases}$$



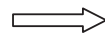
$$F_{AL} = 222.8 \text{ KN}$$

- Freinage du au système B<sub>c</sub> :

$$F_B = b_c \times P$$

Avec

$$\begin{cases} P = 30 \text{ t} \\ b_c = 1.20 \end{cases}$$



$$F_B = 36 \text{ t}$$

**V .5. RÉCAPITULATIF**

Système	B <sub>c</sub> 1 Voie	B <sub>c</sub> 2 Voies	B <sub>c</sub> 3 Voies	B <sub>c</sub> 4 Voies	B <sub>t</sub> 1 Tandem	B <sub>t</sub> 2 Tande ms	B <sub>r</sub>	M <sub>c120</sub>
Coefficient de majoration dynamique	1.063	1.070	1.075	1.077	1.059	1.064	1.056	1.067
Coefficient correcteur	1.2	1.1	0.95	0.80	1.2	1.2	-	-

Tableau V. 6. Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation.

**V .6. COMBINAISON D' ACTIONS**

Les coefficients qui caractérisent chaque chargement à l'état limite de service et ultime sont :

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
Charges à caractère civil (A(l), B)	1.6	1.2
Charges sur trottoirs (St)	1.6	1
Mc120 et D240	1.35	1

Tableau V. 7. Combinaisons de charges réglementaires (RCPR).

### V.7. 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 peut être effectué manuellement ou à l'aide de divers logiciels de modélisation et calcul.



**CHAPITRE VI :**  
**CALCUL DES SOLLICITATIONS**

### VI.1. INTRODUCTION

Le développement de l'informatique a conduit à de grand changement dans les approches traditionnelles des calculs d'ingénierie. Le logiciel de base permet de modéliser les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, de définir les matériaux, les charges et d'effectuer des calculs sur les modèles les plus complexes, avec une visualisation graphique, grâce à un maillage par éléments finis.

### VI.2. MODÉLISATION DU PONT

Étant donné que l'ouvrage est isostatique comportant deux travées identiques et indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm reposant sur 15 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.

#### VI.2.1. MODÉLISATION DU TABLIER

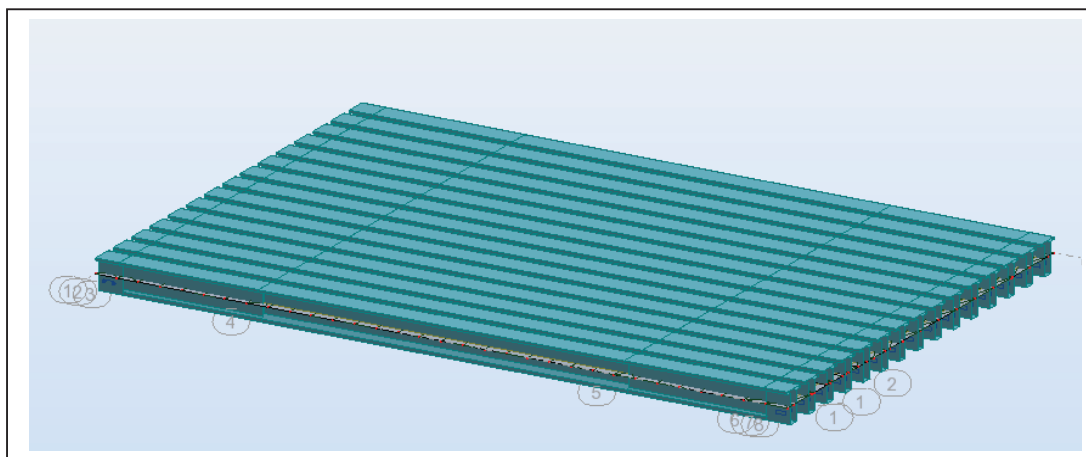


Figure VI. 1. Modèle numérique du tablier avec logiciel Robot.

Après modélisation les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Chargement	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
Charge permanente	317.09	46.25
$A_I$ (3voies chargées)	152.17	21.05
$B_C$ (3voies chargées)	130.71	11.60
$B_t$	113.29	11.91
$M_C 120$	167.51	26.48
$D_{240}$	216.11	41.61

Tableau VI. 1. Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2015.

Après combinaisons:

Combinaison	ELU		ELS	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
Surcharge A(l)	626.59	84.19	466.32	62.66
Surcharge $B_c$	666.32	95.40	495.78	71.07
Charge militaire $M_c 120$	654.21	88.10	484.60	65.26
Convoi exceptionnel $D_{240}$	679.50	106.47	503.33	78.86

Tableau VI.2. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec Robot.

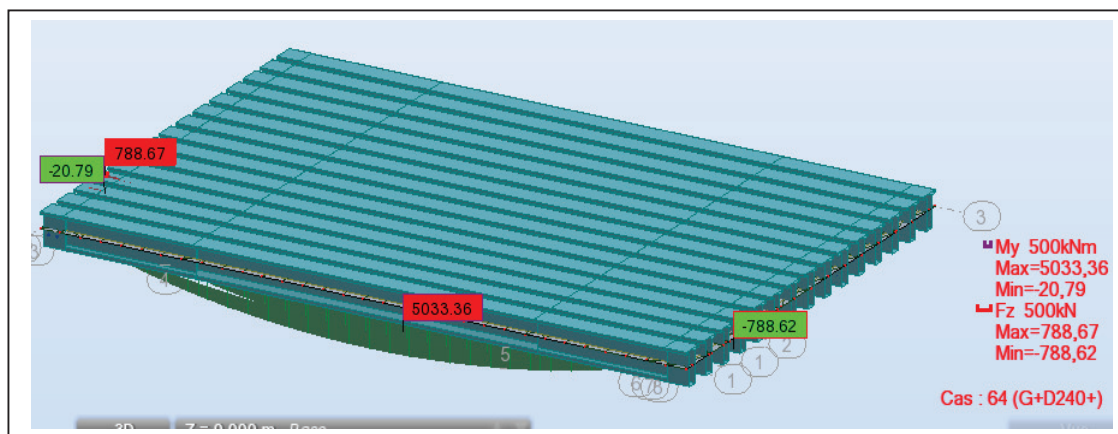


Figure VI. 2. Efforts maximaux à l'ELS obtenu par Robot

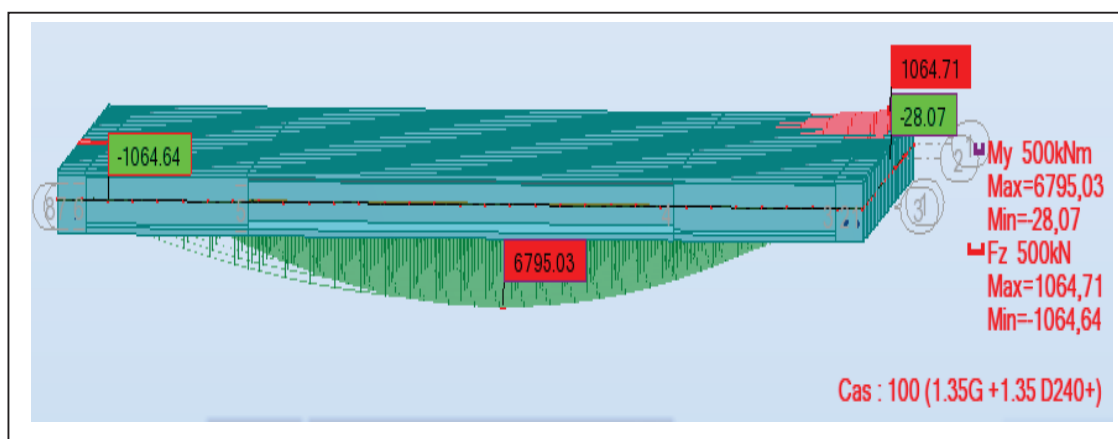


Figure VI. 3. Efforts maximaux à l'ELU obtenu par Robot

### VI.3. CONCLUSION

Pour la suite de l'étude, on adopte les résultats obtenus par RSAP\_2015 qui ont été obtenus avec la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.



**CHAPITRE VII :**  
**ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE**

**VII.1. INTRODUCTION**

En 1928, Eugène Freyssinet a utilisé les câbles pour introduire une force de compression dans les poutres en béton, en éliminant ainsi toutes forces de traction que peut subir la poutre.

Comme le béton est doté d'une grande résistance à la compression, l'ouvrage est plus sûr à l'usage et sa durée de vie est remarquablement rallongée. Cette catégorie de béton s'appelle béton précontraint.

Pour notre projet on avait choisi, en se basant sur la portée des travées, une précontrainte par post-tension qu'on va étudier étape par étape dans la suite de ce chapitre.

**VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE**

Le dimensionnement de la précontrainte revient à calculer le couple P et l'excentricité e pour pouvoir déduire le nombre de câbles nécessaire.

**VII.2.1. CLASSE DE PRÉCONTRAINTE**

Pour cet ouvrage nous allons considérer une précontrainte de classe II caractérisé comme suit pour un béton 40MPA.

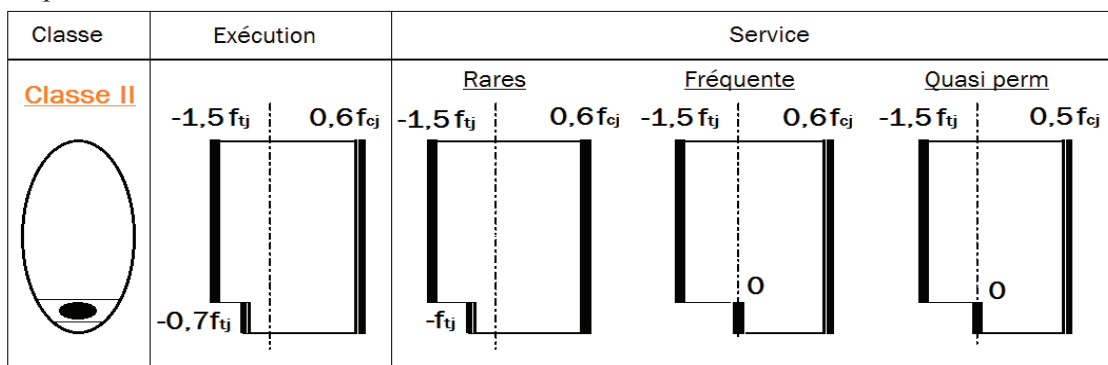


Figure VII.1. Contraintes admissibles du béton.

Phase	Contraintes admissibles	Zone d'enrobage	Hors zone d'enrobage
Exécution	$\sigma_{bt}$ (MPa)	-1,5 $f_{tj}$ = -4,5	-0,7 $f_{tj}$ = -2,1
	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0,6 $f_{cj}$ = 24	-
Exploitation	$\sigma_{bt}$ (MPa)	-1,5 $f_{tj}$ = -4,5	- $f_{tj}$ = -3
	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0,6 $f_{cj}$ = 24	-

Tableau VII.1. Les contraintes admissibles de traction et compression du béton.

VII.2.2. LES SOLLICITATIONS

Les Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte sont présentés dans le tableau ci dessous :

<b>Moment fléchissant (MN.m)</b>	M max (G+D240)	5.33
	M min (G+1.2 B <sub>t</sub> )	4.17
	M <sub>p</sub> (poutre seul)	1.56
<b>Efforts Tranchants (MN)</b>	V max ((G+D240)	0.78
	V min (G+1.2B <sub>t</sub> )	0.56

Tableau VII.2. Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant.

VII.2.3. FORCE ET EXCENTRICITÉ DE LA PRÉCONTRAINTE

D'après le BPEL les valeurs de la précontrainte minimale se calcul comme suit :

$$P_{min} = \max [PI, PII]$$

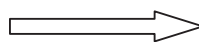
- PI: c'est l'effort minimal en section sous critique.
- PII: c'est l'effort minimal en section sur critique.

En considérant les caractéristiques géométriques de la section nette médiane avec hourdis :

$$\begin{cases} PI = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (\bar{\sigma}_{ti} v + \bar{\sigma}_{ts} v') = -1.74 \text{ MN} \\ P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot v \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + v' - di} = 3.58 \text{ MN} \end{cases}$$

D'où :  $P_{min} = P_{II} = 3.58 \text{ MN}$

Calcul de l'excentricité moyenne :  $e_0 = - (v' - di)$  Avec  $di=0.1h$ .

  $e_0 = -0.94\text{m}$

Cette force de précontrainte représente la valeur minimale pour vérifier les contraintes de traction, alors qu'il existe une valeur maximale à ne pas dépasser pour avoir les contraintes de compression dans l'intervalle admissible. Ce qui est donc vérifié avec l'étape de vérification de la borne supérieur de précontrainte en annexe 05 partie 1.

VII.2.4. NOMBRE DE CABLES

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est égale à :

$$P_0 = A_p \min [0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}]$$

$$\Rightarrow P_0 = 2.01 \text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câble, on doit estimer le pourcentage des pertes totales de précontrainte, qui est de 25% dans notre cas.

$$n \geq \frac{P_{\text{Min}}}{0.75 P_0} \Rightarrow n \geq 2.38$$

D'où on choisit un nombre total de 3 câbles avec 3 câbles à l'intrados.

### VII.3. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Les fibres inférieures et supérieures de la section considérée doivent satisfaire les conditions suivantes dans chaque phase en exécution et en exploitation :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{M.v}{I_n} + \frac{P.s.v}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{M.v}{I_n} + \frac{P.s.v}{I_n} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Les phases de vérification des contraintes normales sont présentées dans le tableau suivant :

P Phases	Phase 01 (7ème jour)	Phase 02 (28ème jour)	Phase 03 (Après coulage de la dalle)	Phase 04 (En service)
Description de la phase	La mise en tension est 50 %.	La mise en tension est 100 %.	Disposition des compléments de charge	Fin du projet
% des pertes	10%	20%	20%	25%
Section considérée	La poutre seule		La poutre+ dalle	

Tableau VII.3. La description des phases de vérification.

Les résultats des vérifications phase par phase sont présentés dans la capture Excel suivante suivant

Les étapes	Etape 01	Etape 02	Etape 03	Etape 04
$I_n (m^4)$	0.1383	0.1383	0.2456	0.2456
$B_n (m^2)$	0.5108	0.5108	0.8004	0.8004
$v (m)$	0.6593	0.6583	0.584	0.584
$v'(m)$	0.8417	0.8417	1.116	1.116
$e_0 (m)$	0.67	0.67	0.95	0.95
$M (MN.m)$	1.56	1.56	2.4	5.03
$P (MN)$	2.53	4.50	4.50	4.22
$\sigma_{bc}(MPa)$	15.89	24.00	24.00	24.00
$\sigma_{bt} (MPa)$	-3.28	-4.50	-4.50	-4.50
$\sigma_{sup} (MPa)$	4.29	1.85	1.21	7.74
$\sigma_{inf} (MPa)$	5.81	17.71	14.06	0.55

Tableau VII. 4. Vérification des hypothèses faites sur les différentes phases de la précontrainte.

## VII.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

### VII.4.1. SECTION D'ABOUT

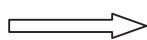
Nous disposons les câbles de telle sorte que le câble de précontraint moyen coïncide avec le centre de gravité de la section d'about

L'espacement entre 2 plaques d'encrages successives à l'about est déduit par les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} X \geq A + 30 \\ X \geq 0.85.a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X \geq 24 + 30 = 54 \text{ mm} \\ X \geq 0.85 \cdot (316) = 268.6 \text{ mm} \end{cases}$$

La valeur du « a » est pris du tableau selon la valeur du  $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ .

En prend:



$$X = 32 \text{ cm}$$

### VII.4.2. SECTION MEDIANE

La disposition des câbles au niveau de la section à mi-travée est conditionnée par :

- Espacement vertical  $e_v$  entre les câbles :  $e_v \geq \Phi$  soit  $e_v = 24 \text{ cm}$ .
- Distance des câbles aux parements de la poutre.

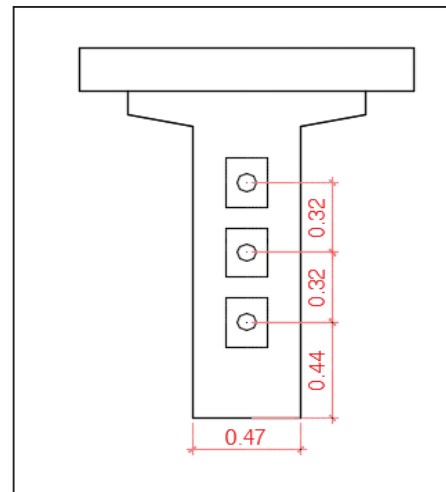


Figure VII. 2. Disposition des câbles à l'about.

$$c = \begin{cases} \frac{3a}{4} \\ \Phi \text{ limité à } 8 \text{ cm} \\ d=4 \text{ pour les ouvrages courants} \end{cases}$$

a : désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit.

c ≥ Φ limité à 8 cm .

d = 5 cm pour les ouvrages soumis à une atmosphère agressive.

Alors :  $\implies$  C ≥ 8cm on prend  $\implies$  C=8 cm

### VII.4.3. DÉTERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\sin^{-1} \left( \frac{V_{max} - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \sin^{-1} \left( \frac{V_{max} + \bar{V}}{P} \right)$$

Avec un optimum théorique de l'angle de relevage qui optimise l'intensité donné par :

$$\alpha_{opt} = \sin^{-1} \left( \frac{V_{max} + V_{min}}{P} \right)$$

$\bar{V} = \bar{\tau} b_n 0.8 h$  : effort tranchant limite supportée par la section d'about ;

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ et } B_n = B_{brute} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

h = 1.7m (hauteur de la poutre + hourdis).

$B_n = b - n \Phi K$  ; K= 0.5 pour une injection du coulis de ciment.

$V_{max}$ (MN)	$V_{min}$ (MN)	P (MN)	$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$b_n$ (m)	$\sigma_x$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)	$\bar{\tau}$ (MPa)
0.78	0.56	4.22	1.06	0.39	3.99	1.54	2.90

Tableau VII. 5. Etapes de calcul des angles de relevages.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\alpha}_1 = -10.33^\circ \\ \bar{\alpha}_2 = 29.80^\circ \\ \alpha_{opt} = 4.16^\circ \end{array} \right.$$

Les angles de relevage qu'on décide de choisir sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 2.22^\circ ; \text{ Câble n}^\circ 1 \\ \alpha_2 = 3.19^\circ ; \text{ Câble n}^\circ 2 \\ \alpha_3 = 4.16^\circ ; \text{ Câble n}^\circ 3 \end{array} \right.$$

### VII.4.4. ALLURE DES CABLES

Le schéma suivant décrit l'allure des câbles qui a une forme parabolique aux extrémités et une partie rectiligne au milieu, le développement des équations de câblage est détaillé en annexe 05 partie 2

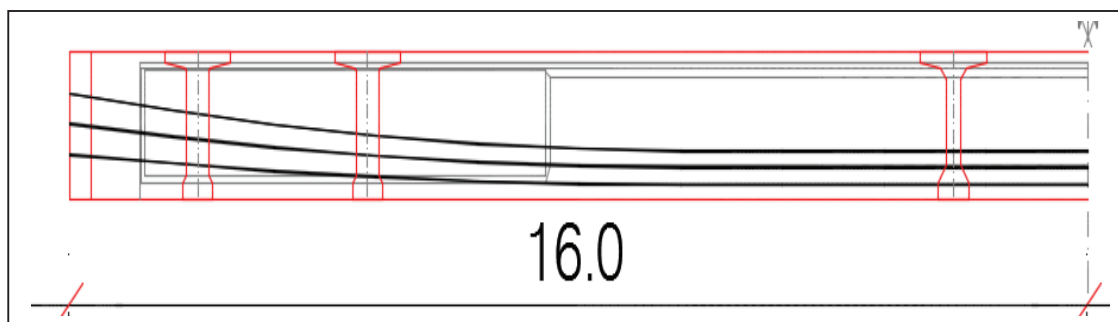


Figure VII.3. Allure des câbles sur la moitié de la poutre.

### VII.5. CARACTÉRISTIQUES NETTES ET HOMOGENÈS DES SECTIONS

Les caractéristiques géométriques nettes et homogènes des sections du béton dans cette partie sont calculé pour des différentes abscisses selon la variation réelle de l'allure de câblage et donc de la position des trous dans la section. La méthodologie de calcul et ainsi que les résultats obtenus sont développés en annexe 05 partie 3.

### VII.6. CALCUL DES PERTES

Les contraintes de précontrainte appliquées à une structure sont variables. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte, on les classe en deux familles.

- Les pertes instantanées:

Se produisent dans un temps relativement court, Elles sont dues :

- ✓ Au frottement du câble.
- ✓ Au tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage)

- ✓ Au non simultanéité des mises en tension des différents câbles.
- Pertes diff  r  es

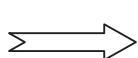
Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- ✓ A la relaxation des aciers.
- ✓ Au retrait du béton.
- ✓ Au fluage du béton.

La méthode de calcul des pertes instantan  es et diff  r  es sont pr  sent  es dans l'annexe 05 partie 04.

les Pertes Instantan��es	$\Delta\sigma_{\varphi}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_i$
$X = l/2$ (MPa)	60.77	8.82	43.75	113.35
$X = l/2$ (%)	4.1	0.6	2.9	7.62
Les pertes Diff��r��es	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$
$X = l/2$ (MPa)	38	147.42	63.73	236.53
$X = l/2$ (%)	2.55	9.77	4.28	15.90

Tableau VII. 6. Récapitulatif sur les pertes instantan  es et diff  r  es dans la section médiane.



$$\Delta\sigma_{tot} (\%) = 23.51$$

Ce qu'on peut remarquer du tableau suivant est que les pertes estim  es au début de calcul ne sont pas d  pass  es, ce qui valide les étapes précédemment   tudi  es.

### VII.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE

Cette étape consiste à vérifier que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires c'est à dire de vérifier le non dépassement des contraintes limites de compression de traction dans toutes les phases de construction et de service vis à vis des sections les plus sollicit  es (mi-travée de la poutre).

Selon le BPEL la pr  concontrainte est repr  sent  e par une valeur de calcul P qui est :

- La plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P1 et P2 pour les justifications vis-à-vis des   tats limites de service.

$$\begin{cases} P1 (x, t) = 1,02 P_0 - 0,80 \Delta P (x, t). \\ P2 (x, t) = 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P (x, t). \end{cases}$$

$P_0$  Représente la précontrainte « à l'origine », correspondant à la tension  $\sigma_{P_0}$  et  $\Delta P(x, t)$  la perte de précontrainte au point d'abscisse  $x$ , à l'instant  $t$ .

### VII.7.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

#### VI.7.1.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES L'ELS

On vérifie que la contrainte normale  $\sigma(y)$  est comprise entre les contraintes limites  $\overline{\sigma_{bc}}$  et  $\overline{\sigma_{bt}}$   
Pour chaque phase lors de l'exécution et en service déjà défini dans VI.4.4, sachant que :

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

Un tableau qui résume toutes les phases de vérification des contraintes normales à l'ELS est joint en annexe 05 partie 06. Les contraintes normales sont bien vérifiées dans la section médiane où les sollicitations sont maximales.

#### VII.7.1.2. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Les contraintes  $\sigma_x$  et  $\tau$  calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \overline{\tau^2}_1 \\ \tau^2 \leq \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[ 0.6 f_{cj} - \sigma_x \right] \times \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau^2_2 \end{cases}$$

Les valeurs de  $\sigma_x$  et  $\tau$  sont déterminées à partir de section dont les caractéristiques géométriques sont détaillées en annexe 05 partie 05, et les résultats de vérification sont présentés en annexe 05 partie 06.

### VII.8. ARMATURE PASSIVES

#### VII.8.1.FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de tractions qui peuvent apparaître dans certaines sections de façon à représenter au moins :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \quad (\text{Article 6.1.32 BPEL})$$

Tel que :

$B_t$  : Désigne l'aire de la partie du béton tendu.

$\sigma_{Bt}$  : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

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

$$f_{c28} = 40 \text{MPa}, \quad f_{t28} = 3 \text{MPa}, \quad f_e = 500 \text{MPa}.$$

$B_t (m^2)$	$\sigma_{Bt}(\text{MPa})$	$N_{Bt}(\text{MN})$	$A_s(\text{cm}^2)$
0.129	2.86	0.207	5.65

Tableau VII. 7 : ferrailage longitudinal de la poutre.

- un ferrailage minimal déterminé par le logiciel ROBOT Expert,  $A_s=8.5\text{cm}^2$

$A_s < A_{s\text{ MIN}}$   $\implies$  Donc on adopte le ferrailage minimal  $A_s=8.5\text{cm}^2$   
 $\implies$  Soit 5 HA 16 ( $A_s= 10,05 \text{ cm}^2$ ).

### VII.8.2. ARMATURE DE PEAU

Leur but est de répartir les effets de retrait et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre Moyenne.

$A_s > \text{Max}$   $\left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{array} \right.$

$$B_h = 0.785 \text{ m}^2 \longrightarrow A_s = 0.1 \times 0.785 \text{ m}^2$$

$$A_s = 7.85 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 HA 16 ( $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ ).

### VII.9. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

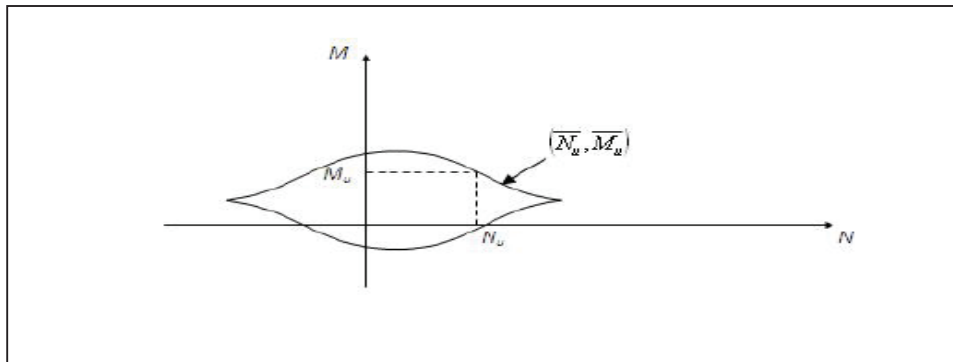
Les contraintes obtenues ne doivent pas dépasser les contraintes limites résultant des règles énoncées au BPEL.

#### VII.9.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

Principe et étapes de calcul :

Les règles consistent à s'assurer que le couple  $(N_u; M_u)$  doit rester à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normale moment fléchissant  $(N_u; \overline{M_u})$ .



- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer  $y$  pour le calcul de B.
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\bar{N}_u$  qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que:  $M_u \leq \bar{M}_u$

En se basant sur les hypothèses de calcul défini par l'article 6.3.31 du BPEL, On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ .

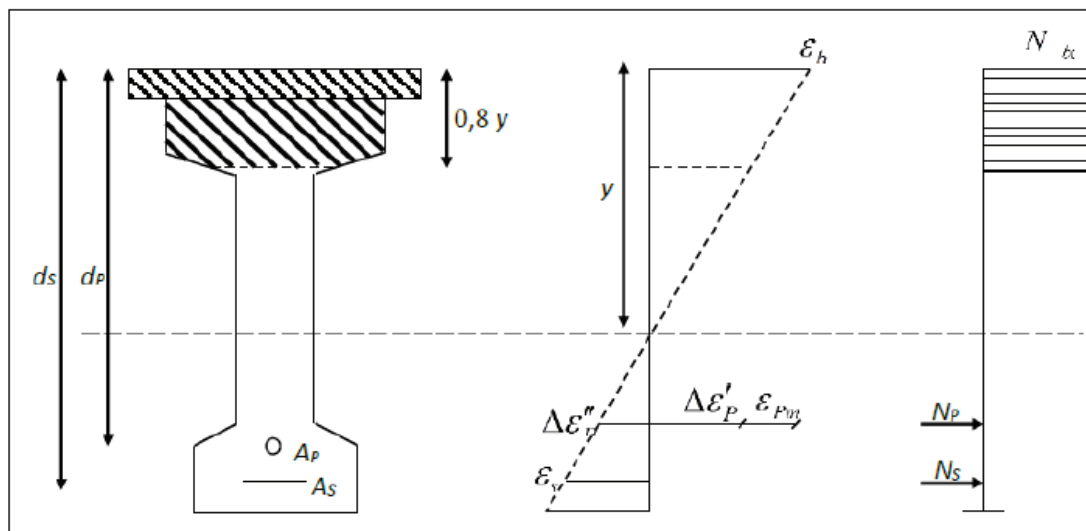


Figure VII. 4. Diagramme de déformation du béton et de l'acier

- Pour simplifier les calculs il est courant de s'intéresser au composants N et M définies au point de passage de l'armature moyenne de la précontrainte :

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_t)$$

$$\longrightarrow P_m = 3 \times 0.00135 \times (1488 - 349.88) = 4.61 \text{ MN.}$$

$$\begin{cases} N_u = 4.61 \text{ MN.} \\ M_u = 1,35 M_{G+D240} = 6.79 \text{ MN.m.} \end{cases}$$

Pour la résolution du problème on commence par le choix des déformations, pour une première itération on suppose que le diagramme de déformation passe par les pivots A et B soit :  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ .

Avec  $d_p = 1.65 \text{ m}$  ,  $d_s = 1.55 \text{ m}$ ,  $c = 0.05 \text{ m}$ ,  $y = 0.259 \cdot d_s = 0.40 \text{ m}$ .

$$\overline{N_u} = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\frac{M_u}{A_p} = B(y) \sigma_{bc} \cdot Z(y) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \quad \Longrightarrow \quad y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s$$

On aura  $y = 0.428 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad 0.8y = 0.342 \text{ m}$

On calcul par Autocad la surface du béton comprimé :  $B(0.8y) = 0.436 \text{ m}^2$ .

$$N_{bc} = B(0.8y) \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \underline{\text{AN}} : N_{bc} = 9.89 \text{ MN} \dots (1)$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s \quad \text{tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \quad \underline{\text{AN}} : N_s = 0.35 \text{ MN} \dots (2)$$

$$N_p = n A_p \Delta \sigma_p \quad \text{Sachant que } \Delta \sigma_p = g (\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - (g \varepsilon_{pm})$$

• **Calcul des déformations :**

Déformation	Formule	Résultat (‰)
$\varepsilon_{pm}$	$\frac{\sigma_{pm}}{E_p}$	5.990
$\Delta \varepsilon''_p$	$\frac{d_s - y}{y} \varepsilon_b$	9.182
$\Delta \varepsilon'_p$	$5 \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$	0.364
$\varepsilon_{tot}$	$\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p$	15.536

Tableau VII. 8. Calcul des déformations pour la justification à L'ELU

Pour le calcul des contraintes à partir des déformations, on utilise la formule suivante :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 1000 \left( \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

La résolution de ces équations est faite avec MATLAB

Script MATLAB

// solve ((x/ (1.9\*10^5) +100\*(x/1640-0,9) ^5==15,536, x)

//Solve ((x/ (1.9\*10^5) +100\*(x/1640-0,9) ^5==5,990, x)

$$\sum \varepsilon = \frac{\sigma_{\alpha_1}}{E_p} + 1000 \left( \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{\alpha_1} = 2602.047 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{\alpha_2}}{E_p} + 1000 \left( \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{\alpha_2} = 2407,68 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{\alpha_1} - \sigma_{\alpha_2} = 194.36 \text{ MPa}$$

$$N_p = n \cdot A_p \cdot \sigma_p = 0.87 \text{ MN} \dots \dots \dots (3)$$

A Partir de (1), (2) et (3)  $\bar{N}_u = 9.34 \text{ MN} > N_u = 4.61 \text{ MN}$

**Conclusion :** Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

### VII.9.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton. Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

#### VII.9.2.1.1. ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm<sup>2</sup> d'acier (soit 1 cadre HA12, s=2.26 cm<sup>2</sup>) Par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

#### VII.9.2.1.2. MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES

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

$$\frac{A_t \times f_e}{1.15 \times b_n \times S_t} > 0.4 \text{ MPa.}$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections  $A_t$  incluant les armatures de peau et leur espacement  $S_t$  qui est tel que :

$$S_t \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0) \longrightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

On fixe  $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$  (un cadre HA12)  $\longrightarrow S_t \leq 0.571\text{m}$ , Soit  $S_t = 40 \text{ cm}$  en zone courante.

**VII.9.2.2. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI**

Cette vérification consiste à justifier la résistance des armatures transversales à l'effort tranchant après fissuration, et elle s'écrit sous la forme suivante :

Nous devons vérifier :

$$\tau_{u red} = \frac{V_{u red} \cdot S(y)}{b_n I_n} \leq \tau_u = \frac{A_t \times f_e}{1.15 \times b_n \times S_t} \cot g (\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec  $\beta_u$ : Angle d'inclinaison des bielles de béton.

$$\tag (2. \beta_u) = \frac{\tau_{u red}}{\sigma_{xu}}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum p_i \cos (\alpha_i)}{B_h}$$

$$P_m = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) A_p = 0.00135 \times (1488 - 349.88) = 1.54 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{1.54 (\cos 2.22 + \cos 3.19 + \cos 4.16)}{1.07} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$V_{u red} = V_{u max} - \sum p_i \sin (\alpha_i)$$

$$V_{u red} = 1.06 - 1.54 (\sin 2.22 + \sin 3.19 + \sin 4.16) = 0.80 \text{ MN}$$

$$\tau_{u red} = 1.67 \text{ MN}$$

$$\implies \beta_u = 15.02^\circ$$

On prend pour la suite du calcul  $\beta_u = 30^\circ$

D'où :  $\tau_{u red} = 1.67 \text{ MN} \leq \tau_u = 2.13 \text{ MN}$  (Vérifiée)

Donc, les armatures de peau nous vérifient la condition de résistance à l'effort tranchant en zone d'appui et on peut l'adopter pour le ferrailage.

**VII.9.2.3. VÉRIFICATION DES BIELLES DE BETON**

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de vérifier

que :  $\tau_{u red} \leq \frac{f_{cj}}{6}$

D'où  $\tau_{u red} = 1.67 \text{ MN} \leq \frac{f_{cj}}{6} = 6.667 \text{ MPA.}$

Donc la condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.

### VII.10. PRÉSENTATION DU FERRAILLAGE FINAL

La poutre est équipée des armatures longitudinale et transversale déjà calculé précédemment et d'autre armatures de construction (armatures longitudinales et cadres) pour permettre la mise en œuvre des câbles. D'autres armatures d'attentes sont aussi présentes pour permettre la mise en place de la poutre et assuré la jonction avec la dalle.

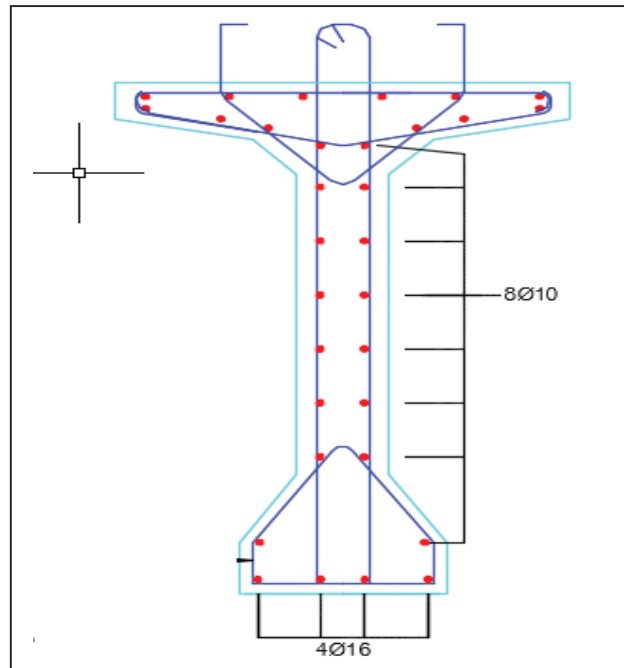


Figure VII.5. Ferrailage de la section médiane.

### VII.11. CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTIONS PARTICULIERES

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés dus à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontraintes dans les zones d'ancrages. D'où on distingue deux zones :

- Les zones d'ancrages des armatures de précontrainte (zone d'about)
- Les zones d'application des réactions d'appuis (zone d'appui)

#### VII.11.1. ÉTUDE DE LA ZONE D'ABOUT

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontraint dans les zones d'ancrage.

De nombreux essais ont montrés qu'il existe deux zones de régularisation de l'effort concentré à l'aval du système d'ancrage :

- Une zone de première régularisation pour chaque ancrage à l'intérieur du prisme :  $d_i \times d_i \times b$  avec  $d_i$  l'intervalle d'ancrage ou 2 fois la distance aux parois les plus proches ;

$$d_1 = \min(2C_1 ; e) \text{ et } d_2 = \min(2C_2 ; e)$$

$$d_1 = d_2 = d_3 = 32 \text{ cm}$$

- Une zone d'équilibre général à la longueur  $l_r$ , qui reste voisine de  $h$  et de  $b$  dans le sens horizontal.

### VII.11.1.1.ÉTUDE DE LA PREMIÈRE ZONE DE RÉGULARISATION

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses pour le béton, dans la première zone de régularisation :

- Une zone de surface en forme d'onglet du béton tendue, où les efforts sont faibles de l'ordre de  $0.04P$ .
- Une zone d'éclatement du béton tendue (rognon d'éclatement)
- Une zone intermédiaire de béton comprimé.

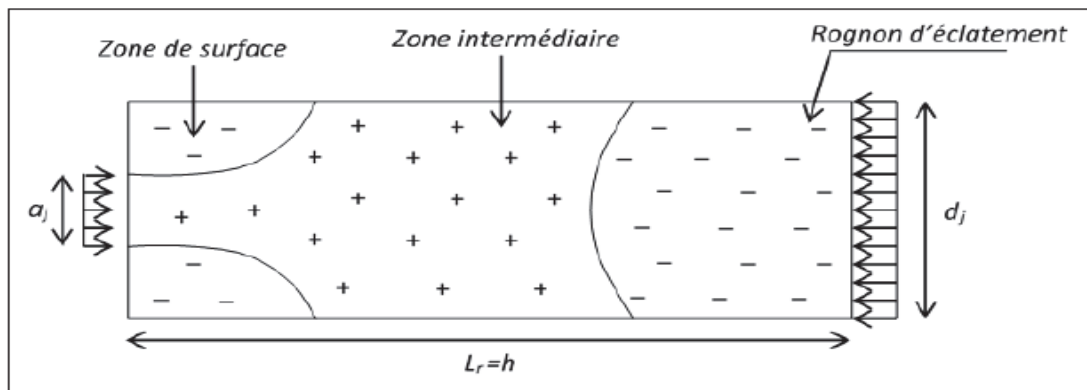


Figure VII.6. Zone de concentration des contraintes.

#### VII.11.1.1.1. ZONE DE SURFACE

Dans cette zone, au voisinage immédiat de la section d'ancrage, prévoir un frettage de surface :

$$\text{surface : } A_s = 0.04 \frac{P_{j0}}{\sigma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 1488 \times 0.00135 = 2.008 \text{ MN.} \\ \sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPA.} \end{array} \right.$$

- **Plan vertical :**

$$A_s = 0.04 \frac{2.008}{333.33} = 2.4 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{un cadre HA14.}$$

- **Plan horizontal :**

$$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 2.008}{333.33} = 4.8 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2 \text{ cadre HA14.}$$

### VII.11.1.1.2. ZONE D'ÉCLATEMENT

Vue que cette zone est soumise à des contraintes de tractions importantes, une vérification par rapports aux contraintes limites de tractions de béton est nécessaire, tel que :

$$\begin{cases} \sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) \frac{P_0}{b d_j} \leq 1.25 f_{tj} & \text{Plan horizontal.} \\ \sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) \frac{P_0}{b d_j} \leq 1.25 f_{tj} & \text{Plan vertical.} \end{cases}$$

$$b = 0.47 \text{ m} ; d_j = 0.5 \text{ m} ; a_i = 0.27 \text{ m}$$

Cette vérification s'effectue sur le béton au 7ème et 28ème jour.

Plan	Jours	$P_0$ (MN)	$f_{tj}$ (MPA)	$1.25 f_{tj}$ (MPA)	$\sigma_{tj}$ MPA	Vérifications
Vertical	7ème	1.005	2.19	2.74	0.98	Vérifier
	28ème	2.01	03	3.75	1.96	
Horizontal	7ème	1.005	2.19	2.74	0.91	
	28ème	2.01	03	3.75	1.82	

Tableau VII.9. Vérification des contraintes de traction du béton de la zone d'éclatement.

On calcul ensuite pour chaque ancrage l'acier nécessaire pour reprendre les efforts de traction dans cette zone avec l'expression suivante :

$$\begin{cases} A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) P_0}{\frac{2}{3} f_e \cdot K_j} = 6.93 \text{ cm}^2 & \text{Plan horizontal.} \\ A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) P_0}{\frac{2}{3} f_e \cdot K_j} = 13.86 \text{ cm}^2 & \text{Plan vertical.} \end{cases}$$

Avec :  $K_j = 1$  (Ancrage d'extrémité).

→ La section d'armature totale définitive :

$$A_e = \text{Max} \left( A_{ej}, 0.15 \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} \right)$$

Plan	Application Numérique	$A_e$ (cm <sup>2</sup> )	Armature
Vertical	Max (6.93 ; 9.04)	9.04	3 cadres HA16 (12.06cm <sup>2</sup> )
Horizontal	Max (13.86 ; 18.08)	18.08	6 cadres HA16 (24.13cm <sup>2</sup> )

Figure IV.10. Calcul de la section d'armature d'éclatement.

### VII.11.1.1.3. ZONE INTERMÉDIAIRE COMPRIMÉE

Dans cette zone, on vérifie les contraintes de compression du béton pour ne dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{cj} = \frac{P_0}{b d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \text{Avec} \quad b = 0.47 \text{ m}, \quad d_{min} = 0.50 \text{ m}$$

Jour	$f_{cj}$	$\sigma_{cj}$	$\frac{2}{3} f_{cj}$	Vérification
7eme	26.49	4.27	17.66	Vérifier
28eme	40	8.55	26.67	

Figure VII.11. Vérification des contraintes de compression du béton en zone d'éclatement.

### VII.11.1.2. ÉTUDE DE LA DEUXIÈME ZONE DE RÉGULARISATION (EQUILIBRE GLOBALE)

L'about de poutre considérée comme une poutre de répartition est soumise d'un côté aux forces de précontrainte  $P_j$  et de l'autre aux contraintes  $\sigma(P_j)$  et  $\tau(P_j)$ .

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.

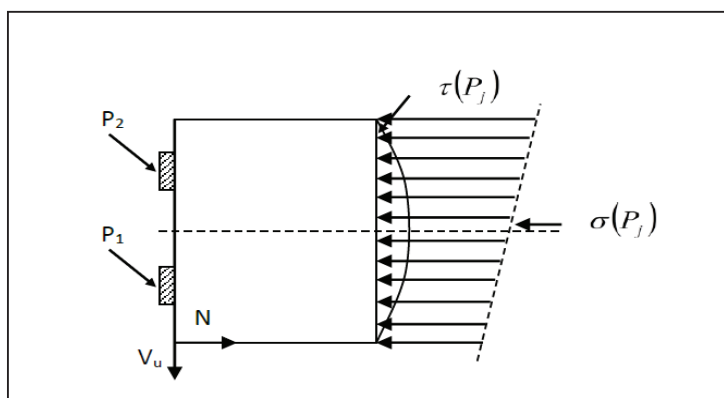


Figure VII.7. Concentration des contraintes dans la deuxième zone de régularisation.

#### VII.11.1.2.1 Vérification Des Contraintes De Cisaillement.

La contrainte de cisaillement maximale est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{Max} = \text{Max} (\tau_x + \tau) \leq f_{tj}$$

Cette condition est bien vérifiée au 7eme jour, et le détail de calcul est présenté en annexe 05 partie 07.

Câble	Max $ \tau_{max} + \tau $ (MPa)	$1.5 f_{tj}$	Vérification
1	0.050	3.28	<b>Vérifier</b>
2	1.066	3.28	
3	1.080	3.28	

Tableau VII.12. Vérification des contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation.

### VII.11.1.2.2. FERRAILLAGE COMPLEMENTAIRE

$$A_c = \frac{(V_{xe})_{Max} - nN_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

Avec  $V_{xe}$  calculé à partir de l'effort tranchant  $V_x$  par la relation :

$$V_{xe} = V_x \left[ 1 - \left( \frac{f_{tj}}{3\tau_{max}} \right)^2 \right]$$

$$N_{tc} = \sum p_i \sin(\alpha_i) - b \int \tau dt$$

Le détail de calcul est présenté aussi à l'annexe 05 partie 07.

Le résultat nous donne une section complémentaire d'acier,  $A_c = 8.52 \text{ cm}^2$ .

$$A_s + A_e = 4.02 + 12.06 = 16.08 \geq A_c = 8.52 \text{ cm}^2.$$

On n'a pas besoin d'armatures complémentaires.

### VII.11.2. ÉTUDE DE LA ZONE D'APPUI

Cette zone est soumise à des forces concentrées due aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte. Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

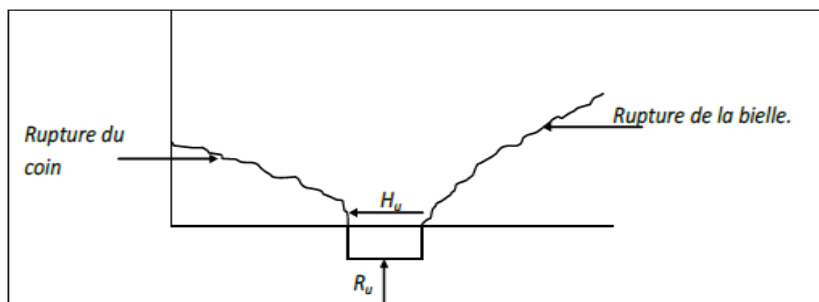


Figure VII. 8. Schéma de la zone d'appui.

### VII.11.2.1. ÉQUILIBRE DE LA BIELLE D'ABOUT

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_u$  et une réaction horizontale  $H_u$ .

Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont :  $\sum p_i \sin(\alpha_i)$ ,  $\sum p_i \cos(\alpha_i)$

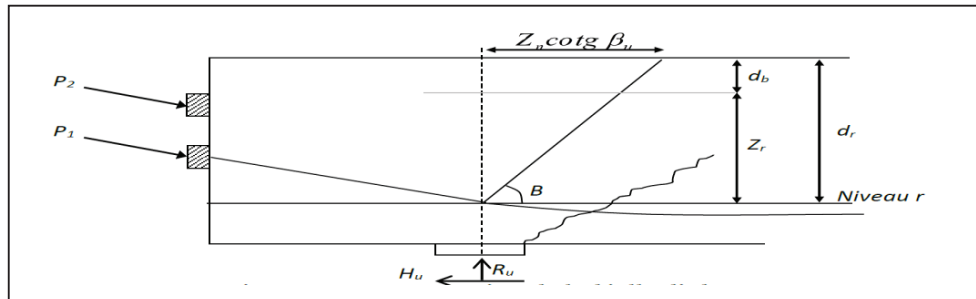


Figure VII. 9. Représentation de la bielle d'about.

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison  $\theta$  dépasse l'angle d'application  $\beta_u$  donnée par la formule :

$$\text{Tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} \quad \text{Avec } \sigma_{yu} = 0 \quad \longrightarrow \quad \text{Tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$$

La condition à vérifier :  $\text{Tg } \theta \leq \text{Tg } \beta_u$

D'où, pour la vérification de cette condition on cherche le niveau r du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts du câble incliné d'un angle inférieur à  $\beta_u$ . Cette condition est vérifiée si :

$$\sum p_i \cos(\alpha_i) - H_u \geq (R_u - \sum p_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

Le calcul détaillé de cette condition est présenté dans l'annexe 05 partie 08, qui conclue que le niveau « r » correspond au premier câble qui équilibre la bielle unique et la fissure de cette bielle s'arrête à ce niveau.

La section d'armature déjà calculé pour l'effort tranchant doit être majorée par le rapport  $Z/Z_r = 1.09$ , cela conclue à partir de la vérification des armatures transversales effectué à l'annexe 05 partie 08.

$$A'_t = \frac{Z}{Z_r} A_t = 2.48 \text{ Cm}^2$$

Répartie sur une longueur de  $Z_r \times \text{Cotg } \beta_u = 1.57\text{m}$

Equivalent à 2 cadre HA12 ( $A_t = 4.52\text{cm}^2$ ) répartie sur une longueur de 1.09m à partir de l'axe vertical de l'appui.

### VII.12. CONCLUSION

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service. Des vérifications en zones particulières (zone d'about, zone d'appui) sont faites pour tenir compte de la diffusion des contraintes en ces zones.



**CHAPITRE VIII :**  
**ÉTUDE DE LA DALLE**

### VIII.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont à poutre « hourdis » est un élément qui travaille en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, l'étude de la dalle du pont consiste en calcul de moment de flexion, flexion locale et flexion globale, en chaque point de la dalle pour déterminer le ferrailage nécessaire.

### VIII.2. ÉTUDE DE LA FLEXION

Lorsque l'hourdis est coulé sur place il y a continuité de ferrailage entre celui-ci et les poutres qui le supportent. Il ne peut donc y avoir de glissement entre ces deux éléments. Donc quand les poutres principales vont fléchir longitudinalement, elles entraînent l'hourdis dans leurs déformations puisqu'il n'y a pas de glissement entre les deux éléments.

La flexion de l'hourdis considéré comme dalle s'appuyant sur les poutres est appelée flexion locale. La flexion du hourdis considéré comme membre supérieur des poutres est appelée flexion générale.

En fait pour dimensionner la dalle, on fera abstraction conformément à l'article 8.2.2 des règles BAEL91, de son rôle de hourdis de compression, On ne considérera donc que les sollicitations de la flexion locale.

#### VIII.2.1. FLEXION LOCALE

Ce type de flexion est dû au moment de flexion transversale quand une charge répartie partiellement répartie ou ponctuelle est appliquée, la présence des poutres sous l'hourdis mène à découper cette dernière en plusieurs panneaux de largeur unitaire de 1m, ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant xx).

#### VIII.2.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Nous allons prendre les résultats du modèle robot (Moment suivant xx) pour le panneau qui présente la dalle du pont afin de calculer le ferrailage transversal de la dalle du pont sous différents cas de chargement.

ELS (t.m)	Moment en travée	Moment sur appuis	ELU (t.m)	Moment en travée	Moment sur appuis
<b>G + 1.2 Bc</b>	2.98	2.16	<b>135G+1.6 Bc</b>	3.98	2.87
<b>G + 1.2 Bt</b>	3.03	2.66	<b>1.35G+1.6Bt</b>	4.04	3.56
<b>G + D240</b>	0.53	1	<b>1.35 (G+D240)</b>	0.72	1.32
<b>G + Mc120</b>	2.84	1.38	<b>1.35 (G+Mc120)</b>	3.33	1.86
<b>Max</b>	3.20	2.66	<b>Max</b>	4.04	3.56

Tableau VIII. 1 .Combinaisons des moments transversaux obtenus par RSAP à l'ELU et L'ELS.

VIII.2.3.CALCUL DE FERRAILLAGE

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration, le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.20m de hauteur.

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

Si  $M_{ser} \leq \overline{M}_1$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \frac{1}{2} b \times \overline{\sigma}_{bc} z$$

$$z = d - \frac{x}{3}$$

$$x = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) = 250 \text{ MPa}$$

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.

$$A_{y \text{ min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 2.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

	ELS	
	Sur appuis	En travée
$M_{ser}(\text{t.m})$	2.66	3.20
$X(\text{m})$	0.106	0.106
$Z(\text{m})$	0.145	0.145
$M_1(\text{t.m})$	18.44	18.44
$A_{sx}(\text{cm}^2)/\text{ml}$	7.34	8.82
<b>Vérification</b>	<b>Vérifier</b>	

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

VIII.2.4. CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALLES

Les sections d'acier maximales retenues seront alors :

Nappes	Section d'acier	Barres
Nappe supérieure	7.34 cm <sup>2</sup> /ml	Une barre HA 16 tous les 13 cm (As=14.07 cm <sup>2</sup> )
Nappe inférieure	8.82 cm <sup>2</sup> /ml	Une barre HA 20 tous les 13 cm (As=21.99 cm <sup>2</sup> )

Tableau VIII. 3. Choix des armatures transversales.

### VIII.2.5. CHOIX DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$A_{s y} = \frac{A_{s Trans}}{3}$$

Nappes	Section d'acier	Barres
Nappe inférieure	2.48 cm <sup>2</sup> /ml	Une barre HA 12 tous les 20 cm (As= 5.65 cm <sup>2</sup> )
Nappe supérieure	2.94 cm <sup>2</sup> /ml	Une barre HA 16 tous les 20 cm (As= 10.05 cm <sup>2</sup> )

Tableau VIII. 4. Choix des armatures longitudinales.

### VIII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE

#### VIII.3.1. DIAMÈTRE DES BARRES

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

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm.}$$

#### VIII.3.2. ESPACEMENT DES ARMATURES

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :

Dans le sens xx' :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Dans le sens yy' :  $St \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

### VIII.4. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Les deux schémas suivants présentent la distribution des armatures transversales et longitudinales sur un mètre de largeur avec un enrobage de 3cm.

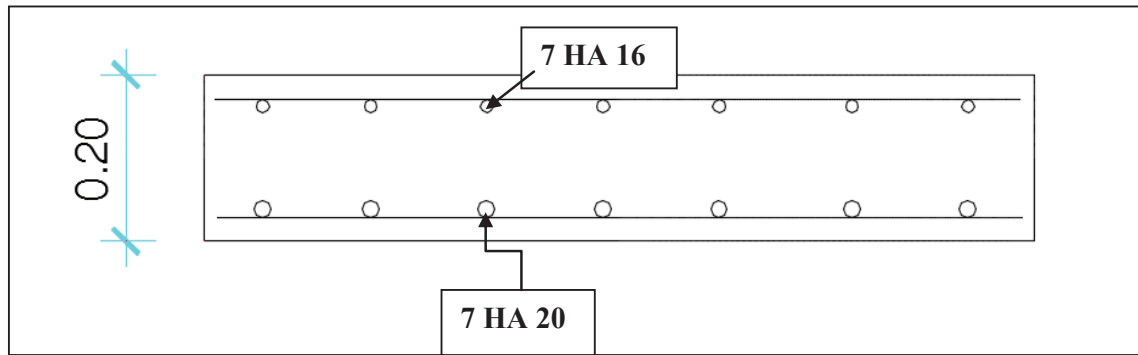


Figure VIII.1. Ferrailage dans le sens transversal.

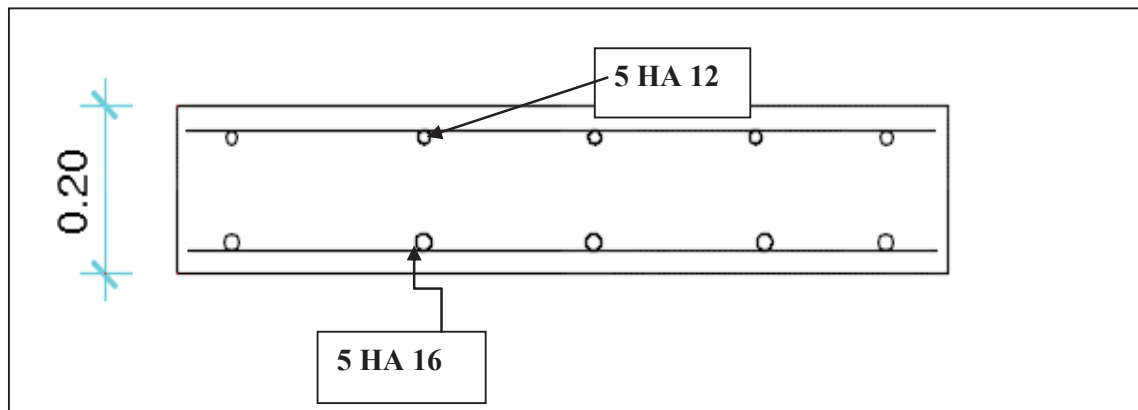


Figure VIII.2. Ferrailage dans le sens longitudinal.

### VIII.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 :

$$Q_u \leq 0.045 U_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$Q_u$ : 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.  $h_0$  (épaisseur de revêtement) = 0.08m

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

$$\begin{cases} U = u_0 + h + 2 \xi h_0 \\ V = v_0 + h + 2 \xi h_0 \quad (\xi = 0.75) \end{cases}$$

- Convoi  $B_c$

Roue de 6t :  $u_0 = v_0 = 0,25m$  ;  $U = V = 0,62$

Roue de 3t :  $u_0 = v_0 = 0,2m$  ;  $U = V = 0,57$

- Convoi  $B_t$

Roue de 8t :  $u_0 = 0,25\text{m} \Rightarrow U = 0,62$  ;  $v_0 = 0,6\text{m} \Rightarrow V = 0,97$

- Convoi de  $B_r$

Roue de 10t :  $u_0 = 0,6\text{m} \Rightarrow U = 0,97$  ;  $v_0 = 0,3\text{m} \Rightarrow V = 0,67$

Surcharge	P(t)	$Q_u$ (MN)	$U_c$	$0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$
$B_c$	6	0.096	2.48	0.744
	3	0.048	2.28	0.684
$B_t$	8	0.128	3.18	0.954
$B_r$	10	0.160	3.28	0.984

Tableau VIII. 5. Vérification de non poinçonnement.

D'après le tableau VIII.4 on peut remarquer que la condition de non poinçonnement est vérifiée.

### VIII.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 (corniches, glissières, garde-corps ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.



**CHAPITRE IX :**  
**ÉTUDE SISMIQUE**

### IX. 1. INTRODUCTION

Le risque associé aux sollicitations sismiques est particulièrement élevé dans quelques régions en Algérie. Ce risque représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, donc il est indispensable de connaître les zones de forte sismicité en Algérie, la classification des ponts selon leurs importances, ainsi que les types des endommagements dus au tremblement de terre.

Ces connaissances ont permis de faire une bonne conception parasismique en se référant aux règlements parasismiques algérien et minimisé les risques car il n'y a pas de protections absolues et de risque "nul ", mais une protection relative et un risque " acceptable ".

### IX.2. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

<b>Classification sismique</b>	Zone <b>IIa</b> : A=0,20 (voir II.4.5)
<b>Groupe du pont</b>	Pont important
<b>Classification du site</b>	S2 (Site ferme) (Dédit à partir du rapport géotechnique)

Tableau IX. 1. Caractéristiques sismologiques du site.

### IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

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

✓ **Critère N°01 : Masses modales**

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

Sachant que notre ouvrage est un pont isostatique cette condition peut être vérifiée avec l'inégalité suivante :

$$M_{pile} < 0.43 M$$

On a:

$$M = G + \alpha Q$$

Tel que :

$G$  : masse totale du tablier.

$Q=0$  Charge variable « pont non urbain (RPOA2008) »

$$M_{tablier} = G = 3M_{tablier/travée}$$

$$M_{tablier} = 2499.84 t.$$

$$M_{pile} = 226.1t.$$

$226.1 \text{ t} < 1075 \text{ t}$   $\longrightarrow$  La condition est bien vérifiée.

### ✓ Critère N°02 : Angle de biais

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

### ✓ Critère N°03 : Angle de courbure

La courbure est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas une vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

### ✓ Critère N°0 4 : Symétrie transversale

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

Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

## IX.4. SEISME LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale, les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle du tablier rigide, en appliquant une force statique horizontale égale à :

$$F_{Longi} = M S_a(T, \xi)$$

M : La masse totale mise en mouvement égale à la masse du tablier ( $M = 2499.84 \text{ t}$ )

$S_a(T, \xi)$  : Accélération spectrale du spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système  $T$ .

### IX.4.1. DÉTERMINATION DE LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTÈME

#### IX.4.1.1. RAIDEUR DE LA CULÉE

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{app d'appui}}} ; K_{culée} = \infty$$

$$K_c = K_{app d'appui}$$

$$K_{\text{appareil}} = n \frac{G a.b}{e}$$

Avec :

$n$  : Nombre d'appareils d'appuis sur l'élément considéré (culée ou pile) égale à 15 appareils pour la culée.

$G$  : module de cisaillement de l'appareil ( $G= 1.2$  MPa en condition sismique).

$a, b$  : les dimensions en plan de l'appareil ( $300 \times 400$ ) mm<sup>2</sup>

$e$  : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil  $e= 0.105$  m.

$$K_{\text{culée}} = 28.05 \text{ MN/m}$$

**Note** : le dimensionnement des appareils d'appuis est détaillé dans le chapitre suivant.

### IX.4.1.2. RAIDEUR DE LA PILE :

La rigidité de la pile dépend de la raideur des appareils d'appuis et des fûts.

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{\text{app d'appui}}}}$$

$$K_{\text{appareil}} = n \frac{G a.b}{e} \quad (30 \text{ appareils sur pile})$$

$$\Rightarrow K_{\text{appareil}} = 53.4 \text{ MN/m}$$

Dans le sens longitudinal les fûts sont encastés au niveau inférieur et libre dans la partie supérieure, d'où :

$$K_{\text{fut}} = n \frac{3 E_{ij} I_y}{h^3}$$

Avec :

$n$  : Le nombre de fut dans chaque pile.

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée ( $E_{ij} = 33000$  MPa)

$I_y$  : Moment d'inertie longitudinale d'un fût ( $I_y = \frac{\pi D^4}{64}$ )

$h$  : La hauteur du fût dans la pile ( $h=10$  m)

$$\text{D'où :} \quad K_{\text{fut}} = 211.30 \text{ MN/m.}$$

La raideur totale de la pile est :

$$K_{\text{pile}} = 44.33 \text{ MN/m}$$

**IX.4.1.3. RIGIDITÉ DU SYSTÈME**

La rigidité totale du système  $K$  est égale à la somme des rigidités d'appuis.

$$K = 2 K_{cullée} + 1 K_{pile} = 100.44 \text{ MN/m.}$$

**IX.4.2. PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTÈME**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.99\text{s}$$

$K$  : la raideur totale du système.

**IX.4.3. SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE**

Le spectre de réponse élastique  $S_{ae}$  pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique  $T$  et du taux d'amortissement  $\xi$  de l'ouvrage par :

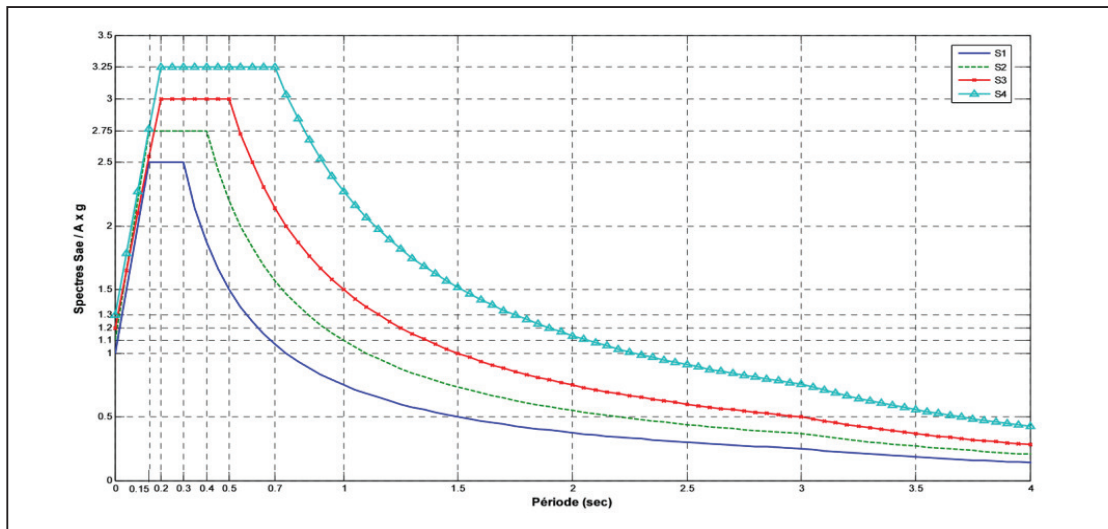


Figure IX.1. Spectre de réponse élastique- composante horizontale.

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

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( $T_1=0.15\text{s}$  ;  $T_2=0.40\text{s}$ ).

$S$  : Coefficient de site ( $S=1.1$ ).

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et le groupe du pont ( $A = 0.20$ ).

$\xi$  : Taux d'amortissement ( $\xi = 5\%$ ).

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

$$\begin{cases} S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta A g S \left( \frac{T_2}{T} \right). \\ S_{ae}(T, \xi) = 2.18 \text{ m/s}^2. \end{cases}$$

### IX.4.4. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE

$$F = 543.92t.$$

### IX.4.5. RÉPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES APPUIS

$$F_{Longi}^i = \frac{K_i}{K} F_{Longi}$$

- $F_{Culée} = \frac{K_{culée}}{K} F_{Longi} = 151.92t$

- $F_{pile} = \frac{K_{pile}}{K} F_{Longi} = 240.08t.$

### IX.4.6. ÉVALUATION DES DÉPLACEMENTS

On peut citer deux types de déplacements :

- Déplacement totale du tablier :

$$d_{Longi} = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ae}(T) = 0.054m.$$

- Déplacement de la tête des piles :

$$d_{pile} = \frac{F_{pile}}{K_{pile}} = 0.055m.$$

### IX.5. SÉISME TRANSVERSAL

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement notamment la méthode de tablier rigide, la méthode du tablier flexible, la méthode de la pile indépendante et d'autre méthode linéaire et non linéaire. Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante vue la géométrie régulière de l'ouvrage.

**IX.5.1.MÉTHODE DE LA PILE INDÉPENDANTE**

« L'action sismique dans le sens transversal des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes » [14].

La faisabilité de cette méthode est conditionnée par le critère suivant :

$$0,95 < T_i / T_{i+1} < 1,05.$$

$T_i$  : Période de la pile.

Les effets des séismes agissant sur la  $i^{eme}$  pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique.

$$F_i = M_i S_a (T, \xi).$$

Avec :

$M_i$  : La masse effective attribuée à la pile  $i$  (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile).

$$M_i = M_{\text{tablier/travée}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile}}$$

$T_i$  : La période fondamentale de la  $i^{eme}$  pile.

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

	PILE 1	CULEE
$M_i$ (t)	1429.30	623.51
$K_i$ (MN/m)	56.09	28.05
$T_i$ (s)	1.003	0.94
$T_i / T_{i+1}$	1.003	-
$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	2.15	2.30
$F_i$ (t)	307.65	143.73

Tableau IX.2. Résultat de vérification de la condition d'application de la méthode.

Ce qu'on peut remarquer du tableau ci-dessus, est que la condition d'application de cette méthode est bien vérifiée.

**IX.6. SÉISME VERTICAL**

Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui  $R_i$  peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a b \mu L$$

Avec :

$a$  : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe du pont, la zone sismique et la géométrie du site ( $a = \alpha A S_{ae}^v(T)$ ).

$\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale ( $\alpha = 0.7$  pour la zone sismique IIa).

$\mu$  : La masse linéaire du tablier ( $\mu = 39.06$  t/m).

$L$  : longueur de la travée principale ( $L = 32$  m).

$b$  : Paramètre qui quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage normalisé, sachant que les travées sont identiques  $b = 0.43$  pour le calcul de la réaction sur culée et  $b = 0.43$  pour le calcul sur pile.)

Etant donné que les piles ont une rigidité importante dans le sens vertical, alors l'accélération spectrale s'écrit comme suit :

$$S_{ae}^v = 2.5\eta AgS.$$

$$S_{ae}^v = 3.43m/s^2$$

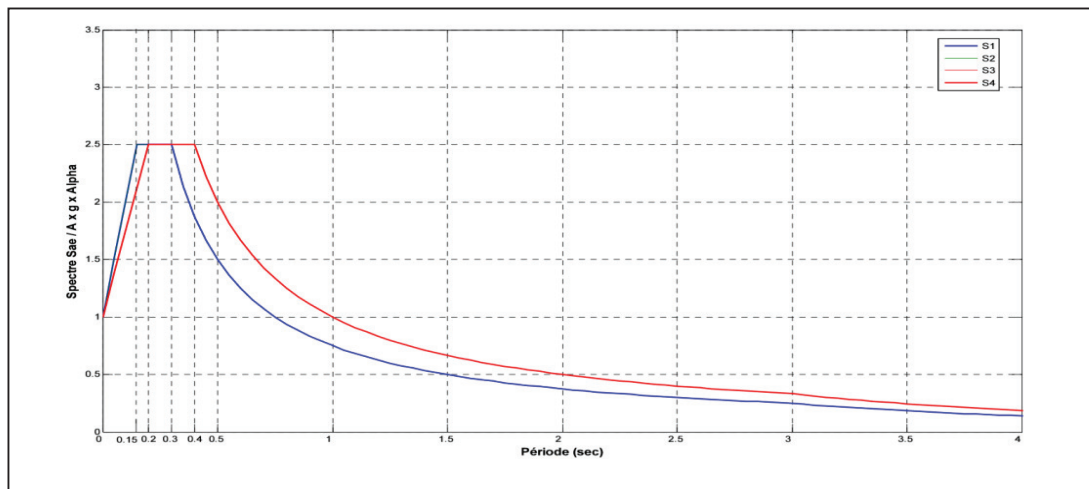


Figure IX.2. Spectre de réponse élastique- composante verticale.

D'où :

La réaction au niveau de la culée :  $R1 = 175.77t$ .

La réaction au niveau de la pile :  $R2 = 351.55t$ .

### IX.7. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le RPOA

$$\begin{cases} E_L = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z. \\ E_T = E_y \pm 0.3 E_z \pm 0.3 E_x. \\ E_V = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y. \end{cases}$$

Direction	PILE
$E_x$	351.55
$E_y$	307.65
$E_z$	240.08
$E_L$	515.54
$E_T$	485.14
$E_V$	437.76

Tableau IX.3. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.

### IX.9. CONCLUSION

Cette étude sismique a permis d'estimer les efforts agissants sur les piles et les culées lors d'un séisme. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et aussi pour le dimensionnement des équipements (joint de chaussée et appareil d'appuis) afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.



## **CHAPITRE X : ÉQUIPEMENTS**

## X.1. INTRODUCTION

Les équipements dans un ouvrage d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

## X.2. LES APPREILS D'APPUI

Les appareils d'appuis sont des éléments importants dans la structure, ils jouent le rôle d'intermédiaire entre le tablier et les appuis pour permettent la transmission des efforts horizontaux et verticaux générés par les charges permanentes, les charges d'exploitations, le vent, le séisme ...

Il existe encore plusieurs types d'appareils d'appuis, et leurs choix dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacement horizontal, durabilité, coût...

Pour des réactions d'appuis limités à 12 MN, l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement, et en zone sismique il est préférable de prévoir ce type d'appareil d'appui vu la souplesse qu'il apporte à l'ouvrage. Sous fort séisme les appareils d'appuis en élastomère fretté se déchirent et le remplacement sera moins coûteux.

D'où dans notre ouvrage, on choisit les appareils d'appuis cités précédemment. Ces appareils d'appuis sont constitués de feuille d'élastomère de quelques millimètres d'épaisseur empilées avec des frettes métalliques de nuance S235, l'ensemble est comprimé et vulcanisé.

### X.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur quelques conditions qui sont détaillées à l'annexe 07 partie 01.

En fin notre choix s'arrête sur les appareils de dimension  $(400 \times 300 \times 105) \text{ mm}^3$   
 Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions	Valeur (mm)
a	400
b	300
$t_i$	12
$t_s$	4
n	5
e	2.5
$T_b$	105
$T_q$	77

Tableau X. 1. Dimensions de l'appareil d'appui.

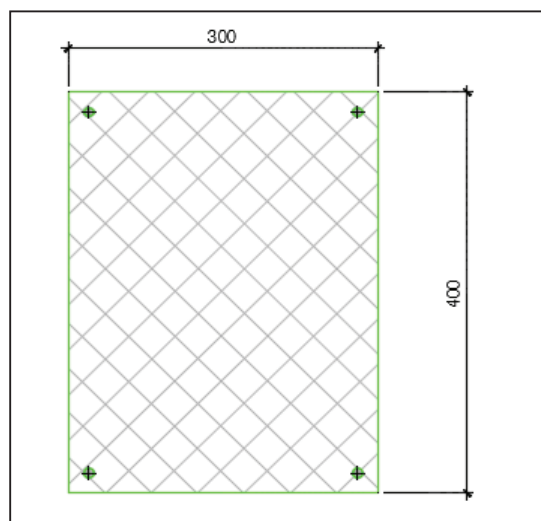


Figure X. 1. Dimensions en plan de l'appareil d'appui.

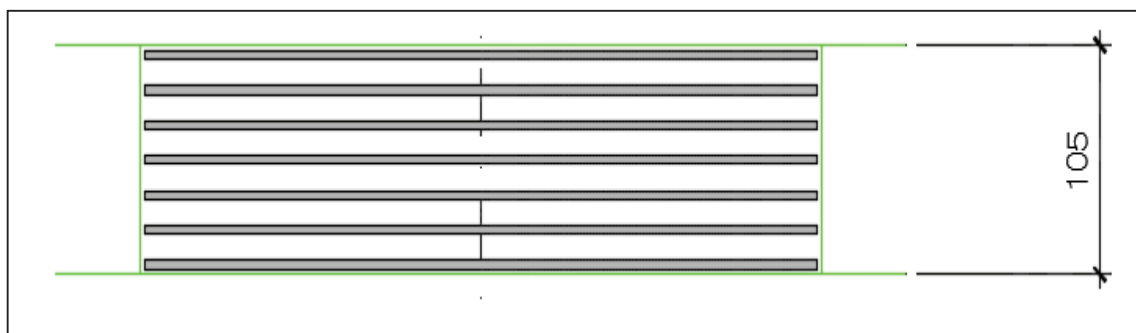


Figure X. 2. Dimensions de l'appareil d'appui.

### X.2.2 VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

Le choix de l'appareil d'appuis doit satisfaire plusieurs conditions sur les contraintes de compression, le glissement et le soulèvement des appareils d'appuis et ainsi que le flambement. Une évaluation des efforts en tête des piles et des culées est nécessaire.

#### X.2.2.3. BILAN DES VÉRIFICATIONS

Les appareils d'appuis en élastomère fretté doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Vérification des contraintes de compression.
- Vérification de non flambement.
- Limitation de distorsion.
- Vérification de non glissement.

Tous les détails de vérification de ces conditions sont présentés dans en annexe 07 partie 02 où on a conclu que toutes les conditions sont vérifiées à l'exception du glissement qu'on peut empêcher avec des dispositifs anti glissement.

### X.3. LE DÉ D'APPUI

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

#### X.3.1. DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUIS

- **Hauteur du dé d'appui :**

Le dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 a b}{2 (a+b)} \quad \Rightarrow \quad H \geq 17.14 \text{ cm.}$$

Avec :

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

On prend :  $H=20$  cm.

- **Dimensions en plan :**

Les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5cm par rapport aux appareils d'appuis, on choisit un débordement de 7.5cm pour avoir les dimensions en plan de  $(55 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.

### X.3.2. FERRAILLAGE DES DÉS D'APPUIS

Le ferrailage des dés d'appuis comporte 4 type d'armature présentées dont le détail de calcul est présenté en annexe 07 partie 03.

### X.4. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

Nous avons choisi six plots parasismiques de blocage sur culée qui vont jouer le rôle de butée et qui ont les caractéristiques suivantes :

- Une hauteur variable entre 45cm jusqu'à 52 cm entre les six plots.
- Une section de  $94 \times 94$  cm.
- Un espacement de 1 cm par apport à la poutre.

#### X.4.1. FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES

Le ferrailage du plot parasismique s'effectue en flexion simple sous l'action horizontale du séisme transversale.

$$M = K_h \cdot G \cdot e = 75 \text{ t.m.}$$

Avec :

$K_h$  : Coefficient sismique horizontale égale au coefficient de zone A ( $K_h = A = 0.20$ ).

G : Poids total du tablier ( $G = 1249.92$  t).

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot ( $e = 0.30$  m).

En considérant une section rectangulaire  $(94 \times 94)$  cm<sup>2</sup>, A l'aide du logiciel ROBOT Expert, on détermine la section d'acier nécessaire qui est égale à  $A_s = 20.40$  cm<sup>2</sup>.

Soit : 7 HA 20 ( $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ).

### X.5. JOINT DE CHAUSSÉE

Pour permettre les phénomènes de retrait et de dilation du pont, on met, à un endroit précis, des éléments transversaux qu'on appelle joint de chaussée. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Le joint est dimensionné classiquement sous les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone non sismique, sa réalisation, en revanche tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres support.

#### X.5.1. SOUFFLE TOTAL

$$W = W_D + 0.4 W_T + W_S/3.$$

W : souffle total du joint.

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ( $W_D = 22.66 \text{ mm}$ ).

$$W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$$

$W_T$  : Souffle thermique. ( $W_T = 12 \text{ mm}$ ).

$$W_T = L \times \varepsilon_T$$

$W_S$  : Souffle sismique. ( $W_S = 44.8 \text{ mm}$ ).

Avec :

L : longueur de dilatation entre les joints de chaussées

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_T : \text{Coefficient de température. } \varepsilon_T = 0.0002 \\ \varepsilon_f : \text{Coefficient de fluage. } \varepsilon_f = 3 \times 10^{-4} \\ \varepsilon_r : \text{Coefficient de retrait. } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

$$W = 42.4 \text{ mm.}$$

#### X.5.2. CHOIX DE TYPE DE JOINT DE CHAUSSÉE

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment, on constate que pour un souffle de 4.24 cm, on choisit de disposer la famille de joints appelé Wd (souffles moyens " Wind "). Ces joints sont de la famille à dents en console.

Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

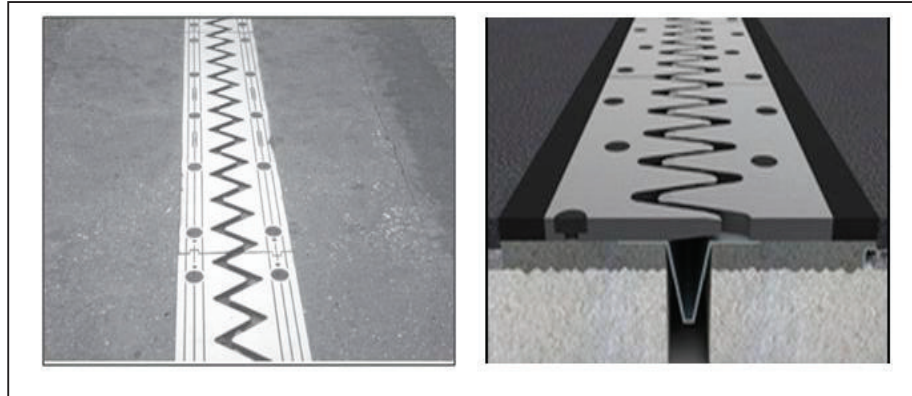


Figure X. 3. Joint du type Wd (souffle moyen).

On a opté pour le joint Wd60 qui peut supporter un souffle de 60mm.

### X.6. CORNICHE

C'est un équipement très sensible au sens qu'il participe à l'aspect architectural de l'ouvrage et constitue un facteur essentiel de sa perception visuelle, de la bonne conception et réalisation de la corniche découlera bien souvent la réussite esthétique ou non du pont. Mais en plus de ce rôle sur le plan architectural, elle assure la protection du bord de la dalle et permet l'ancrage ou l'accrochage d'autres équipements.

Dans notre projet les corniches sont en acier de type S275, de 15 cm de largeur et 61 cm de hauteur. La figure suivante représente la corniche.

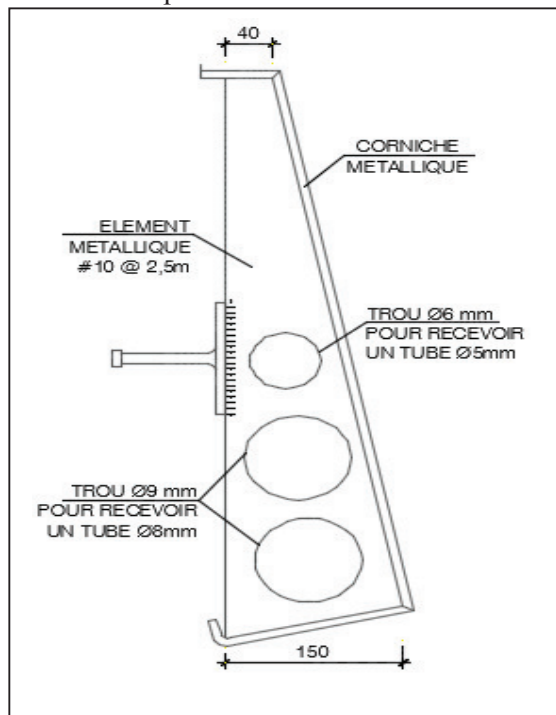


Figure X. 4. Schéma d'une corniche.

### X.7. L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT

C'est l'ensemble des dispositions destinées à collecter, canaliser et évacuer les eaux de pluie tombant sur un tablier d'ouvrage, afin d'éviter l'inondation de la chaussée et de protéger les couches de roulement et la structure contre les infiltrations.

#### Méthode d'évacuation :

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale (dévers). Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante. Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

### X.8. GLISSIÈRE DE SÉCURITÉ

La glissière de sécurité est un dispositif de retenue souple qui a la propriété de se déformer lors d'un choc. En absorbant l'énergie du choc dans la déformation, il diminue les dégâts du véhicule sortant de la route.

Il existe plusieurs types de glissières, alors pour notre ouvrage on choisit des glissières métalliques BN 4.

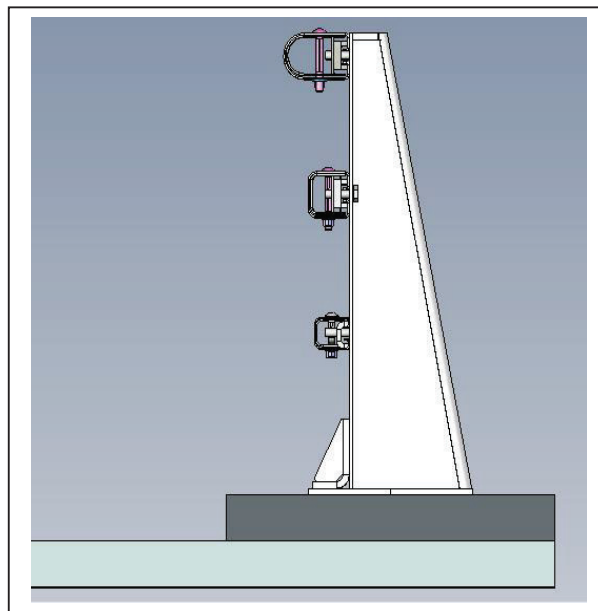


Figure X. 5. Glissière de sécurité BN 4.

### **X.9. CONCLUSION**

Enfin, on a pu déterminer les différents équipements nécessaires dans notre ouvrage et vérifier leurs fonctionnements : dimensionnement et vérification des dés d'appuis, des plots parasismiques, le choix des joints de chaussée selon le souffle total, la corniche, et les glissières de sécurité.



**CHAPITRE XI :**  
**ETUDE DE LA CULÉE**

**XI.1. INTRODUCTION**

La culée est un élément fondamental de la structure de l’ouvrage, elle assure à la fois une fonction d'appui pour le tablier, et mur de soutènement pour les remblais d’accès.

**XI.2. LES DIMENSIONS DES DIFFÉRENTS CONSTITUANTS DE LA CULÉE**

Un schéma représentatif de la culée est illustré en annexe 09 partie 01, les dimensions extrait du schéma sont regroupées dans le tableau suivant :

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur En Retour	Semelle	Corbeau
Longueur : 21.30 m	Longueur : 21.30 m	Longueur : 5.00m	Surface : 44.06 m <sup>2</sup>	Épaisseur : 1 .80 m.	Surface : 1.10 m <sup>2</sup>
Epaisseur : 1.40 m	Epaisseur : 0.25 m	Epaisseur : 0.30 m.	Epaisseur : 0.65m	Largeur : 7.00 m.	Longueur : 21.30 m
Hauteur : 7.70 m	Hauteur : 1.95 m	Largeur : 20.00 m		Longueur : 24.00 m.	

Tableau XI. 1. Dimensions des éléments de la culée.

**XI.3. ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA CULÉE**

La stabilité de la culée se déduit de la stabilité des fondations profonde au poinçonnement et au soulèvement.

Le non poinçonnement de la culée est vérifié si la réaction de chaque pieu est inférieure à la capacité portante d’un pieu définie dans le rapport géotechnique, et la vérification de non soulèvement est justifiée si la réaction sur un pieu est positive.

Pour la détermination de la réaction à chaque pieu, une évaluation des sollicitations qui s’applique sur la culée est nécessaire.

**XI.3.1. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULÉE**

« La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé - Okabé peut être appliquée. On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l’avant le mur.

Les efforts d’inertie du mur où des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_V$ ,  $K_H$ , telles que :  $K_V = 0.3K_H$  Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s’exerce à mi-hauteur de la paroi ».

**XI.3.2. DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE  $K_{AD}$**

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

Avec :

$\varphi = 30^\circ$ : angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0^\circ$  : angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0^\circ$  : angle de frottement remblai-culée.

$\theta$ : Angle entre la direction du séisme et la verticale

$$\theta = \text{artg} \left( \frac{K_H}{1 - K_V} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_H = A = 0.20 \longrightarrow \text{zone IIa Groupe 2} \\ K_V = 0.3 \quad K_H = 0.06 \end{array} \right.$$

$K_V$ : Accélération sismique dans le sens verticale.

L'ensemble des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K_H$  et  $K_V$  pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Action du séisme	Notation	$K_H$	$K_V$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale (sans séisme)	Cas N°1	0	0	0	0.333
Vertical+horizontal	Cas N°2	0.20	0.06	10.68	0.464
Horizontal	Cas N°3	0.2	0	11.31	0.473
Vertical+horizontal	Cas N°4	0.2	-0.06	12.01	0.484

Tableau XI. 2. Valeurs des paramètres,  $K_{ad}$ ,  $K_H$ ,  $K_V$ ,  $\theta$

### XI.3.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS

✓ **Sollicitation dues aux poids propres de la culée**

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma_b \cdot v$$

✓ **Calcul des poussées**

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

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 + K_V) H^2 K_{ad}$$

Poussée des surcharges :

$$F_{ad}(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 + K_V) K_{ad}$$

Le détail de calcul des sollicitations appliqués sur la culée droite est présenté dans l'annexe 08 partie 01.

**XI.4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA CULÉE**

Après avoir déterminé les efforts supportés par la culée dans le cas statique et dynamique avec la combinaison de charge, on peut déterminer le nombre de pieu sur la culée avec la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{5049.42}{413.37} = 12.20 \implies n = 14 \text{ pieux.}$$

La réaction sur chaque pieu est calculée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sqrt{y_i^2}}$$

Avec :

$y_i$ : Position du pieu selon l'axe de symétrie de la semelle dans le sens longitudinale.

$N$  et  $M_x$  : l'effort normal et le moment fléchissant total au niveau de la semelle selon trois types de sollicitation dans le cas statique et dynamique.

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement :  $R_{max} < \text{Capacité portante du pieu.}$
- Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) :  $R_{min} > 0.$

	Sollicitations		Capacité portante du pieu (t)	$R_{\text{pieu 1}}$	$R_{\text{pieu 2}}$	Vérification
ELS	$M_{max}$ (t.m)	6179.90	413.37	457.24	77.61	Pas de poinçonnement
	$N_{\text{corespond}}$ (t)	3700.60	413.37			
ELA	$N_{max}$ (t)	3743.97	413.37			
	$M_{\text{corespond}}$ (t.m)	6112.07	413.37			
ELS	$N_{min}$ (t)	3553.43	413.37	441.29	66.34	Pas de soulèvement
	$M_{\text{corespond}}$ (t.m)	6036.80	413.37			
ELA	$M_{max}$ (t.m)	14162.64	505.23	704.04	-174.92	Pas de poinçonnement
	$N_{\text{corespond}}$ (t)	3696.63	505.23			
ELS	$N_{max}$ (t)	3703.86	505.23			
	$M_{\text{corespond}}$ (t.m)	14151.34	505.23			
ELA	$N_{min}$ (t)	3261.91	505.23	646.24	-180.25	Pas de

	$M_{corespond}$ (t.m)	13306.47	505.23			soulèvement
--	--------------------------	----------	--------	--	--	-------------

Tableau XI. 3. Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité.

## XI.5. FERRAILLAGE ÉLÉMENTS DE LA CULÉE

### XI.5.1. MUR FRONTAL

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en le considérant encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans l'annexe 08 partie 02.

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Type de sollicitation	Cas N°01	Cas N°02	Cas N°03
Conditions normales	$N_{max}= 74.11$ t/ml $M_{correspond}=111.76$	$M_{max}=114.23$ t/ml $N_{correspond}=72.07$	$N_{min}= 65.17$ t/ml $M_{correspond}= 109.03$
Conditions sismiques	$N_{max}= 66.13$ t /ml $M_{correspond}= 282.17$	$M_{max}= 295.40$ t/ml $N_{corespond}= 58.57$	$N_{min}= 57.58$ t/ml $M_{correspond}= 294.53$

Tableau XI. 4. Efforts maximaux agissant sur le mur frontal.

- Le ferrailage vertical se fait par Expert robot sur une section rectangulaire (1x1.4) m<sup>2</sup> en flexion composée, la section d'acier maximale entre ces cas de charge sera retenue.

$$A_s + A_s' = 48.3 \text{ cm}^2$$

-Soit 7HA25 ( $A_s=34.36\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm sur le côté intérieur (remblais), et 7HA16 ( $A_s=14.07 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm sur la partie extérieure

-Pour le ferrailage horizontal on adopte des armatures minimale ( $A_{min}= A_s/3$ ) soit 7 HA16 ( $A_s=14.07\text{cm}^2$ ) dans la partie intérieur et 7H12 ( $A_s=7.92\text{cm}^2$ ) dans la partie extérieure du mur avec un espacement de 15cm.

### XI.5.2. MUR GARDE GRÈVE

Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, il a aussi pour rôle d'assurer la fixation du joint de chaussée.

Le garde grève sera calculé comme un voile encastré sur le mur frontal sous les efforts :

- La poussée des terres
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.

➤ La force de freinage.

### ✓ MOMENT TOTALE A L'ENCASTREMENT

Ces charges créent un moment d'encastrement au niveau du sommier d'appuis dont le détail de calcul est présenté dans l'annexe 08 partie 03.

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} M = M_T + M_F + M_F = 7.22 \text{ t.m} & \text{à L'ELS.} \\ M = 1.35 M_T + M_F + M_F = 9.64 \text{ t.m} & \text{à L'ELU.} \end{array} \right.$$

### ✓ FERRAILLAGE DU MUR GARDE GRÈVE

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, par une bande de 1m Linéaire, la fissuration est considérée préjudiciable en considérant une section rectangulaire  $(1 \times 0.25) \text{ m}^2$ .

$$A_s = 16.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA 20 ( $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15cm sur la partie intérieure (remblai). Pour la partie extérieure, on opte pour un ferrailage de construction ( $A_s' = A_s/3 = 7.33 \text{ cm}^2$ ) équivalent à 7HA 16 ( $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15cm.

D'après les documents S.E.T.R.A, on disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces pour le ferrailage horizontal.

#### XI.5.3. CORBEAU

Le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type HA 10 disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type HA 10 disposé tous les 10cm ; en plus d'un goujon de type HA25 disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

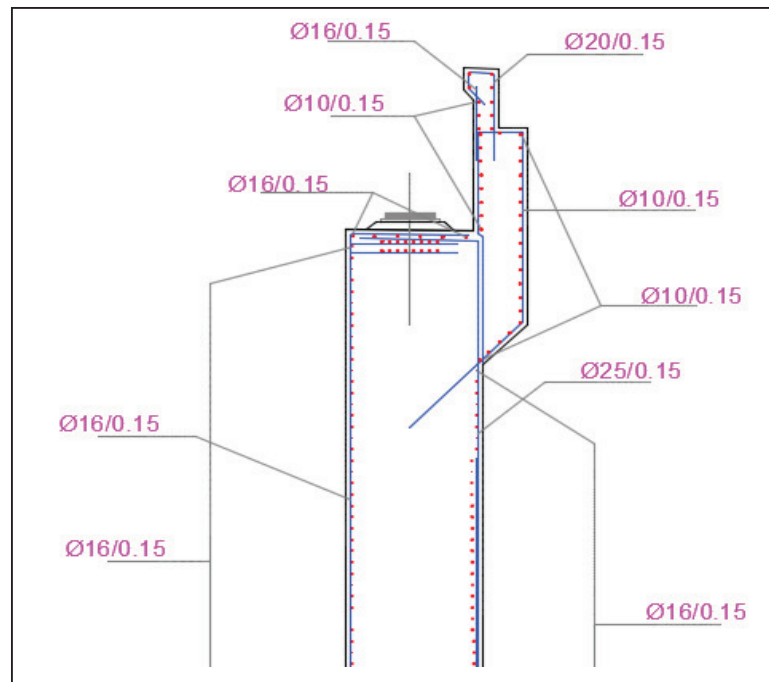


Figure XI.1. Ferrailage du mur de fond, mur garde grève et corbeau.

### XI.5.4. MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges)
- Charge concertée vers l'extrémité du mur (charge horizontale de 4t et une charge verticale de 2t)

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, construit avec le logiciel de calcul Autodesk Robot Structurel Analyse Professionnel 2018.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présenté sur la figure ci-dessous.

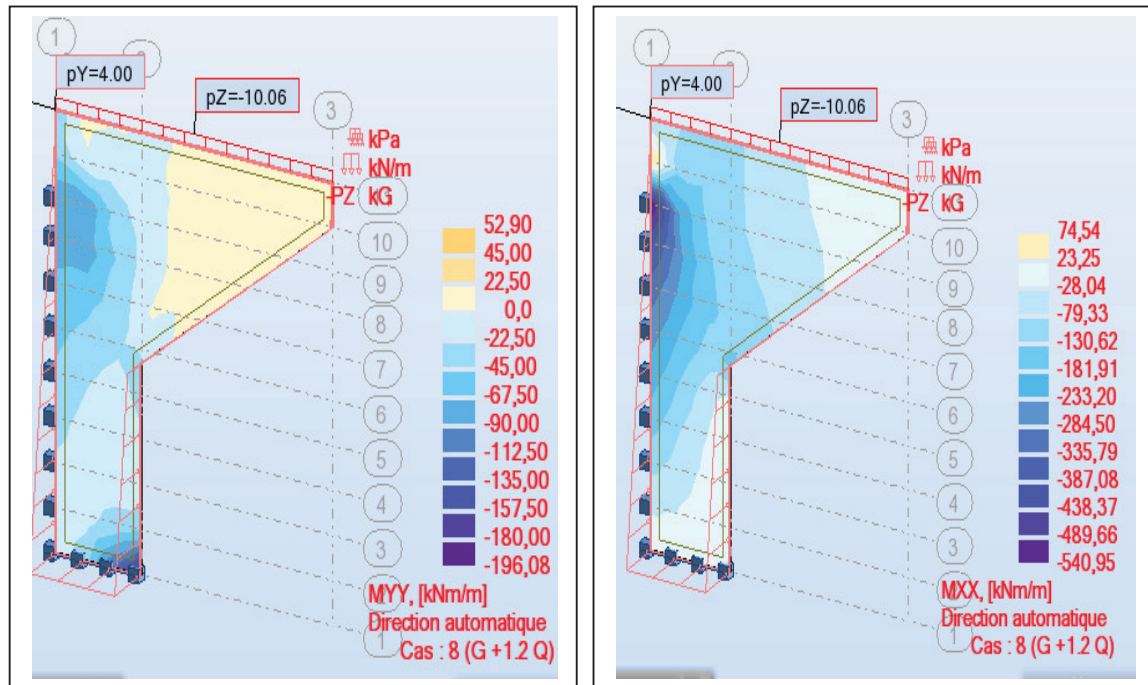


Figure XI. 2. Moments sur mur en retour généré par modélisation.

Le ferrailage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot en flexion simple à l'ELS sur la section (1x0.75) m<sup>2</sup>.

$$\begin{cases} M_{xx} = 54.09 \text{ t.m.} \\ M_{yy} = 19.60 \text{ t.m.} \end{cases}$$

- Ferrailage horizontal  $A_s = 27.7 \text{ cm}^2$  (7HA25 ;  $A_s = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $E = 15 \text{ cm}$ ).
- Ferrailage vertical  $A_s = 19.60 \text{ cm}^2$  (7HA20 ;  $A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $E = 15 \text{ cm}$ ).

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de répartitions suivantes :

- Ferrailage horizontal 7HA16 ;  $A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $E = 15 \text{ cm}$ .
- Ferrailage vertical 7HA14 ;  $A_s = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $E = 15 \text{ cm}$ .

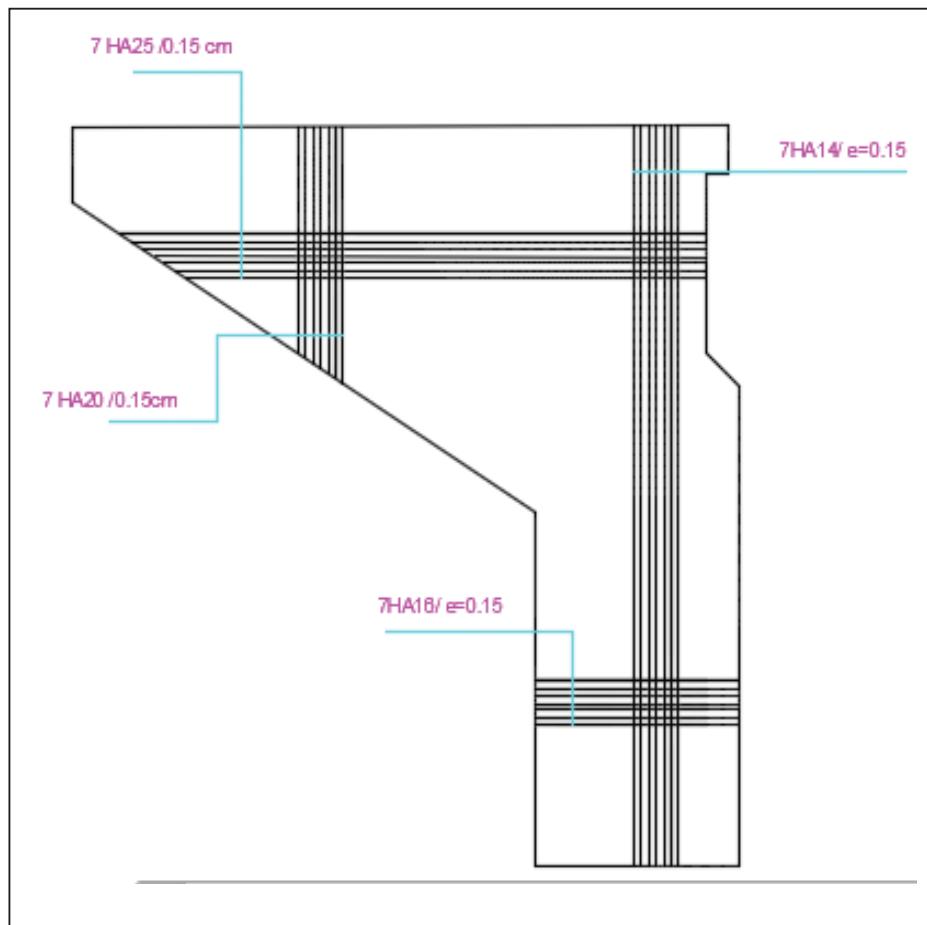


Figure XI. 3. Ferrailage du mur en retour.

### XI.5.5. DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est destinée à éviter tout risque de formation de dénivellation entre l'ouvrage qui constitue un point dur, et la chaussée courante.

La dalle est sollicitée par plusieurs charges : le poids du remblai et la charge du compacteur pendant l'exécution (charges roulantes) en plus du poids de la chaussée

Pour le calcul de ces sollicitations, on utilise la modélisation en élément coque avec le logiciel Autodesk Robot Structurel sur une bande d'un mètre linéaire.

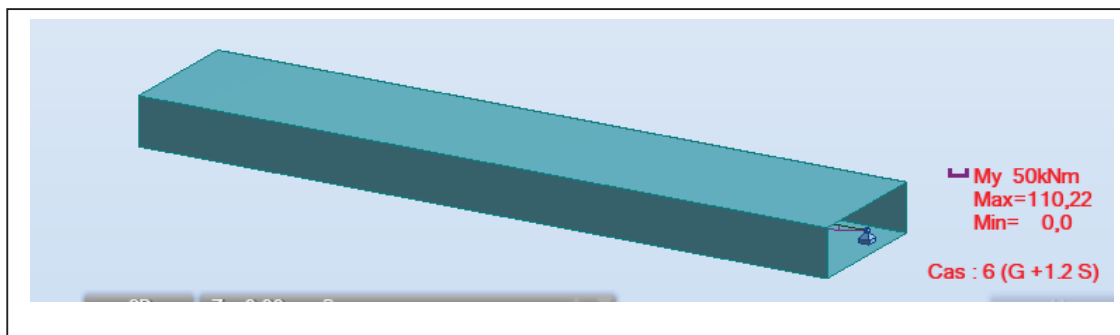


Figure XI.4. Modélisation de la dalle de transition sur Robot.

Le ferrailage de la dalle suivant les deux directions est effectué avec le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.35) m<sup>2</sup> en flexion simple, sachant que :

- **Longitudinalement**

-Les armatures longitudinales inférieurs  $A_s=16.50$  cm<sup>2</sup> équivalent à 6 HA 20 ( $A_s = 18.85$ cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 18cm.

- Les armatures longitudinales supérieurs  $A_s=5.50$  cm<sup>2</sup> équivalent à 6 HA 14 ( $A_s =9.24$ cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 18cm

- **Transversalement**

On choisit 6 HA14 ( $A_s =9.24$ cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 18cm dans la partie supérieure, ainsi que pour la partie inférieure.

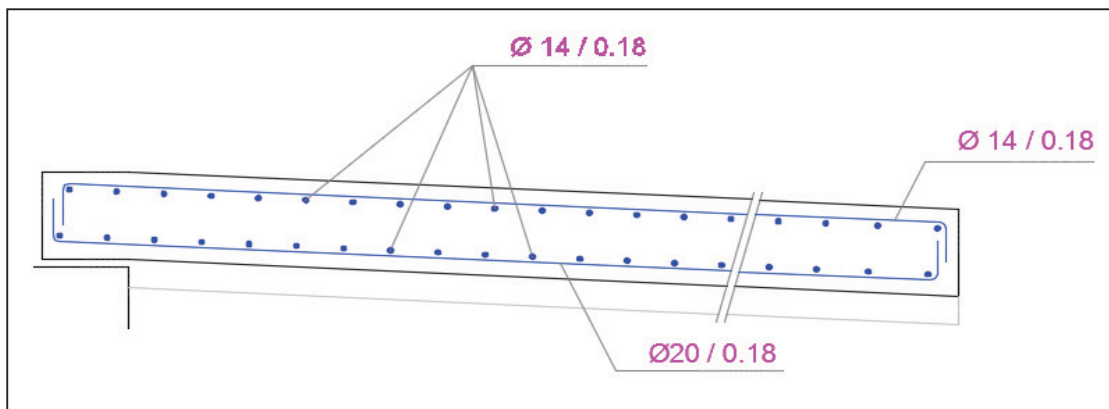


Figure XI. 5. Ferrailage de la dalle de transition.

### XI.6. ÉTUDE DES FONDATIONS SOUS CULÉE

#### XI.6.1. LA SEMELLE SOUS CULÉE

Le schéma suivant représente les dimensions de la semelle et la réaction maximale agissante.

Le ferrailage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastrés à une distance de  $b/4$  de l'axe du mur frontal, où s'applique les réactions de chaque pieu comme une charge concertée, avec « b » l'épaisseur du mur frontal.

$$M = R_{max} \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

cas	$R_{max}(t)$	M (t.m)
ELU	616.88	1202.92
ELS	457.24	891.62
ELA	704.04	1372.89

Tableau XI.5. Les réactions de chaque pieu et les moments correspondants.

Ces armatures transversales sont placées sur un bande de largeur  $L'$ , tel que

$$L' = h_s + \Phi = 3.00 \text{ m}$$

La section d'armature transversale inférieure est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en flexion simple sur une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) m<sup>2</sup> (sachant que :

$$(b_0 = h_s + \Phi = 3.00 \text{ m}; h = 1.8 \text{ m}).$$

$A_s = 76.0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit deux nappes de 7HA32+ 7HA 20 (=78.29 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 15 cm.

On choisit comme armatures transversales supérieures de construction ( $A_s' \approx A_s/3$ ) 7HA25 avec un espacement de 15 cm ( $A_s' = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

- La nappe inférieure des armatures longitudinale joue le rôle de répartition des charges, soit  $A_r = A_s/3 = 29.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 7HA25 ( $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

On choisit comme armatures longitudinales supérieures de construction 7HA14 avec un espacement de 15 cm.

- Armature latérale:  $A_l \approx A / 10$  soit 6HA14

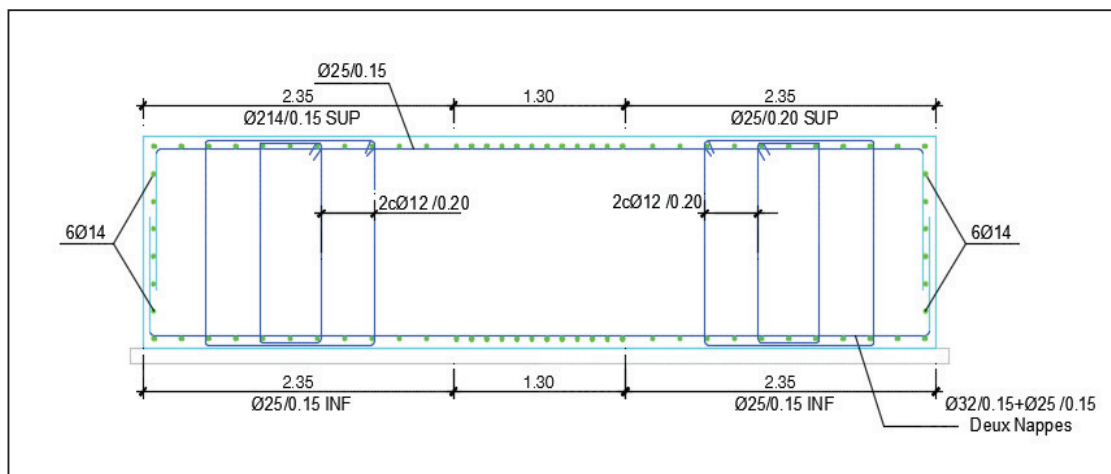


Figure XI.6. Ferrailage de la semelle sous pile.

### XI.6.2. LES PIEUX SOUS CULÉE

#### XI.6.2.1. CARACTÉRISTIQUES DES PIEUX

Nombre des pieux :  $n = 14$  pieux.

Libre en pied, encastré sur semelle.

Longueur du pieu :  $L = 25$  m.

Diamètre du pieu :  $b = 1,2$  m.

#### XI.6.2.2. EFFORT SUR PIEU

Chaque pieu est sollicité par un effort normal et une force horizontale qui crée un moment fléchissant en tête du pieu. En supposant qu'ils sont encastrés en tête dans la semelle et libre à la base, les efforts appliqués sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de  $\vec{M}$  et  $\vec{H}$ .

La méthode et le détail de calcul est présenté dans l'annexe 08 partie 04. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	$N_{Max}$ (t)	$N_{Min}$ (t)	H (t/pieu)	M (t.m)
<b>ELS</b>	457.24	72.41	68.36	261.37
<b>ELA</b>	704.04	-175.78	149.53	571.71

Tableau XI.6. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu.

### XI.6.2.3. FERRAILLAGE DE PIEU

#### XI.6.2.3.1. FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage de pieux se fait en flexion composée à l'aide de ROBOT EXPERT pour une section circulaire de diamètre 1,2m, avec les sollicitations précédentes.

$$A_s = 305.4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \rho_g = \frac{A_s}{B} = \text{qui est compris entre } 0,5\% \text{ et } 3\% \text{ (RPOA).}$$

Sachant que le moment de calcul est le moment d'encastrement en tête du pieu.

→ Donc on choisit 38 HA32 ( $A_s=305.52 \text{ cm}^2$ ). sous forme de deux nappes.

Note : le moment le long du pieu diminue en fonction de la profondeur donc ce ferrailage sera adopté que pour la dernière cage d'armature, pour le reste des pieux

On adopte un ferrailage minimale réglementé (RPOA) soit :  $\rho_g = 0,6\%$ ,  $A_s = 67.85 \text{ cm}^2$  (19 HA 25)

#### XI.6.2.3.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL

##### ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour les fissures jugées préjudiciables la contrainte de cisaillement est limitée par la valeur suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \longrightarrow b_0 = 0.85\text{m}$$

$$d = 0.9 b_0 = 0.765\text{m}$$

$$V_u = \frac{H_u \text{ Max}}{n} = \frac{1291.74}{14} = 92.27 \text{ t/pieu}$$

$$\tau_u = 1.42\text{MPa} \leq 2.7\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

##### ✓ Pourcentage d'armature transversale

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3K f_{t28}).$$

$$S_t = \text{Min} (12 \phi_L ; b ; 200 \text{ mm}).$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = 4.02 \text{ cm}^2.$$

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$A_{t \text{ Min}} \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = 1.02 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ cm}^2.$$

D'où, on choisit un cerce HA16 ( $A_t = 4.02 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement :

$$S_t = 10 \text{ cm (Zone de renforcement)}$$

$$S_t = 15 \text{ cm (Zone courante)}$$

Il existe deux zones de renforcement :

- Zone en tête du pieu : sur une longueur de  $2D$  ( $D$  : le diamètre du pieu) à partir de la tête du pieu.
- Zone à la base du pieu : sur une longueur de  $3D$  à partir de la base du pieu

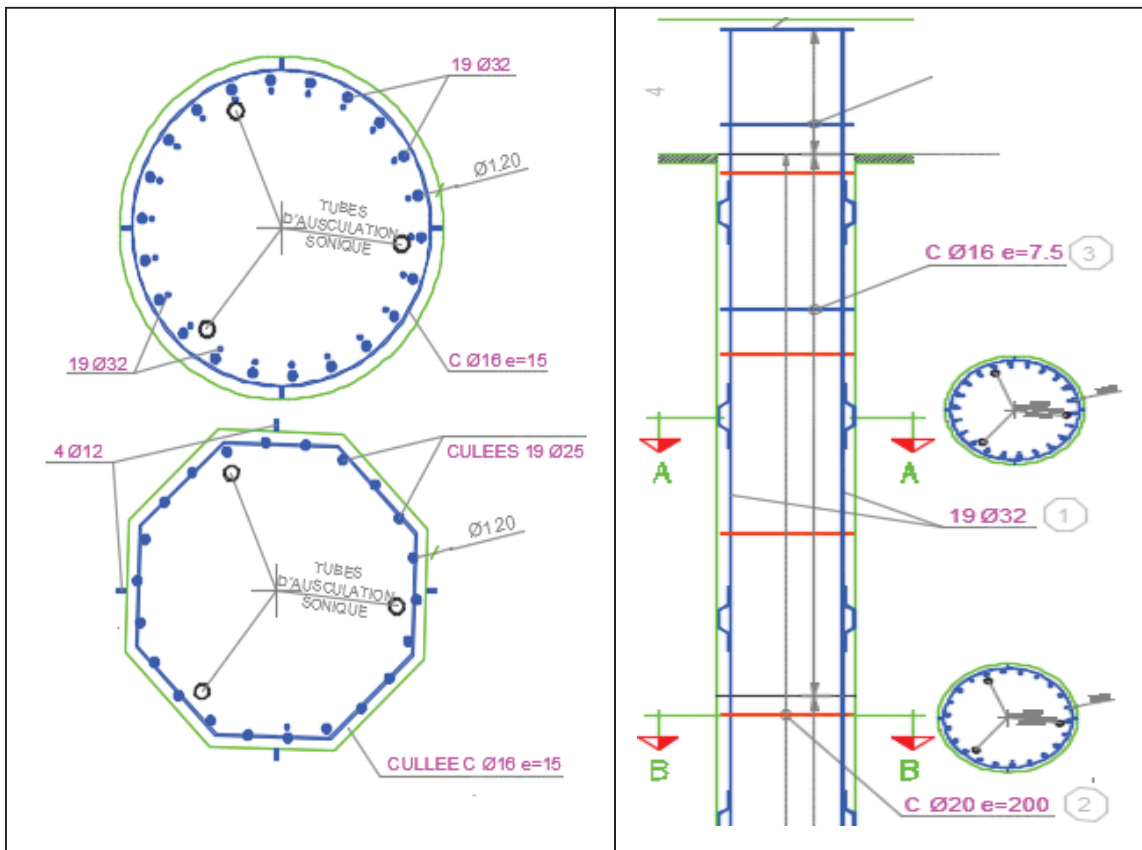


Figure XI.7. Ferrailage des pieux sur la culée.

### XI.7. CONCLUSION

On conclut que la culée est bien vérifiée vis-à-vis du renversement et du glissement, de plus son dimensionnement lui permet d'avoir une bonne résistance aux sollicitations qui s'applique sur elle.



**CHAPITRE XII :**  
**ETUDE DE LA PILE**

**XII.1. INTRODUCTION**

Les appuis jouent un rôle important pour supporter le pont, et permettre sa stabilité. La pile est un appui intermédiaire massif constitué de fut, et d'un chevêtre dont le rôle est de transformer le poids du tablier et des surcharges d'exploitation aux fondations qui sont réalisés et étudiés d'une manière à satisfaire sa stabilité.

**XII.2. ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA PILE**

Pour l'étude de la stabilité de la pile vis-à-vis le poinçonnement et le renversement, on utilise les mêmes étapes effectuées sur la culée, sachant que les piles sont sollicitées par les charges suivantes :

- Poids propre de l'appui.
- Poids des terres.
- Force de freinage et variation linéaire.
- La réaction d'appuis.

La réaction du tablier au niveau des piles, est la réaction créée par les sollicitations sur les deux travées adjacentes, dont le calcul est effectué manuellement en annexe 09 partie 01.

Le résultat de calcul des sollicitations dans le cas normal et dynamiques détaillé dans les tableaux en annexe 09 partie 02 sont présentés ci-dessous :

Type sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
<b>ELS</b>	$N_{max} = 2843.33 \text{ t}$ $M_{correspond} = 328.63 \text{ t.m}$	$N_{min} = 2364.37 \text{ t}$ $M_{correspond} = 234.42 \text{ t.m}$	$M_{max} = 413.52 \text{ t.m}$ $N_{correspond} = 2525.67 \text{ t}$
<b>ELA</b>	$N_{max} = 2484.42 \text{ t}$ $M_{correspond} = 2729.07 \text{ t.m}$	$N_{min} = 2408.39 \text{ t}$ $M_{correspond} = 2713.4 \text{ t.m}$	$M_{max} = 2743.21 \text{ t.m}$ $N_{correspond} = 2431.98 \text{ t}$

Tableau XII.1. Sollicitation sur pile selon le cas normal et sismique.

Les réactions sur chaque pieu calculé par la même formule en XI.2, sont dans le tableau suivant :

Combinaison	Type de sollicitation	Réaction d'un pieu (t)		Capacité portante d'un pieu (t)
		Pieu 1	Pieu 2	
<b>ELS</b>	N°1	302.59	266.08	505.23
	N°2	249.46	223.41	
	N°3	275.84	229.89	
<b>ELA</b>	N°1	400.06	96.83	777.34
	N°2	395.60	90.80	
	N°3	395.60	90.80	

Tableau XII.2. Réaction d'un pieu dans chaque cas de charge selon le type de sollicitation.

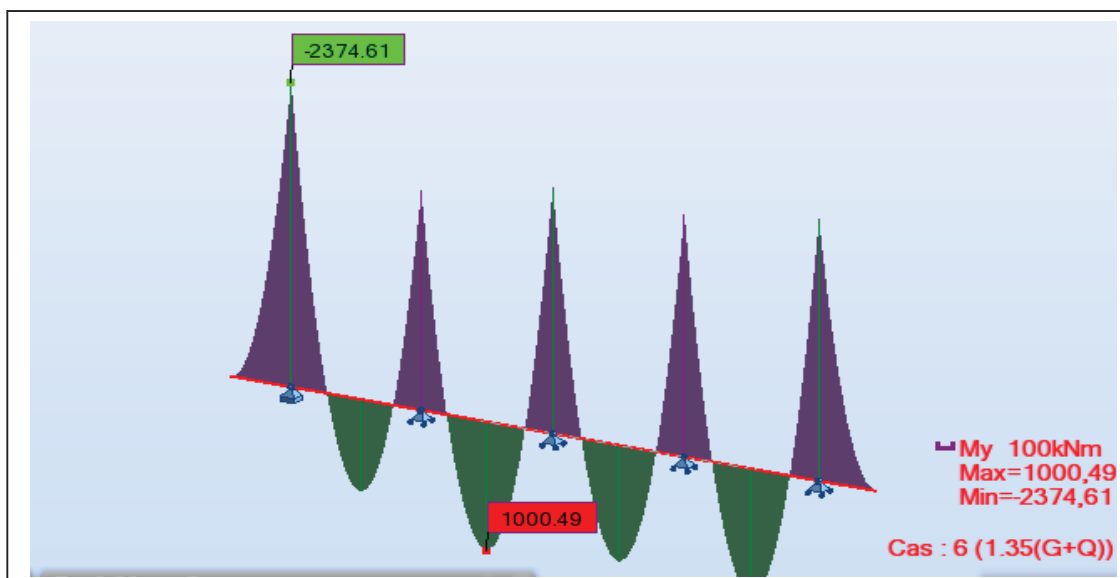
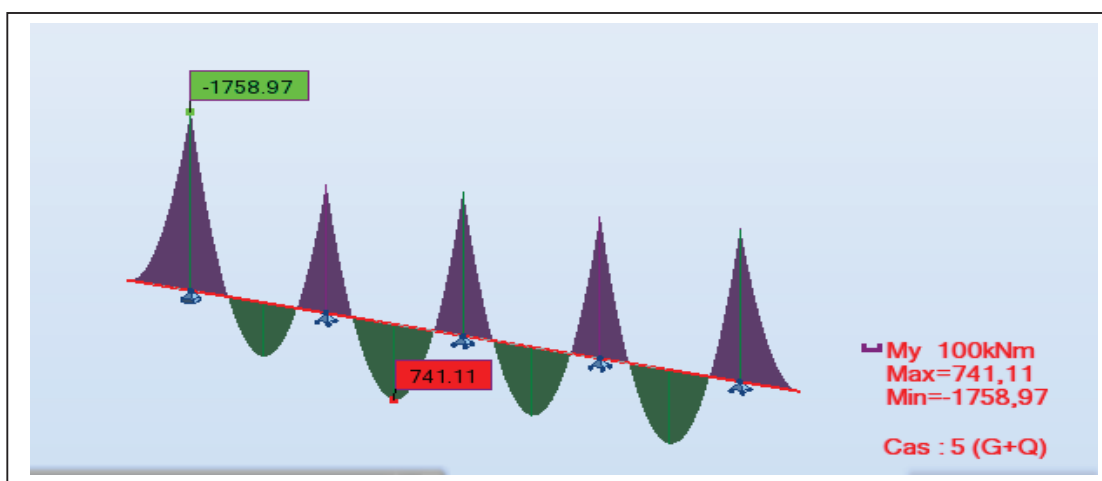
D'après les résultats présentés dans le tableau, on peut voir que la stabilité de la pile au poinçonnement et au renversement est bien vérifiée.

### XII.3. FERRAILLAGE DE LA PILE

#### XII.3.1. CHEVÊTRE

##### XII.3.1.1. ARMATURE DE FLEXION

Le calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximaux se fait par modélisation du chevêtre, ce qui fait qu'on peut le modéliser avec le logiciel ROBOT 1 par une barre de sections transversale rectangulaire de dimension  $(2 \times 1.30)$  m<sup>2</sup> simplement appuyée au niveau des futs.



Les résultats maximaux sont représentés dans le tableau suivant :

Combinaison de charge	Moment négatif (t.m)	Moment positif (t.m)
ELS	175.89	74.10
ELU	237.46	100

Figure XII.3. Résultat maximum sous combinaison ELS et ELU.

Le ferrailage du chevêtre se fait à l'aide du logiciel Robot expert en (flexion simple), pour une section rectangulaire (2 x 1.30) m<sup>2</sup>.

- **Armature longitudinale supérieure**

$A_s = 62.2 \text{ cm}^2$  soit  $31.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit 7HA25 ( $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 15 cm.

- **Armature longitudinale inférieure**

Pour la même section en béton on aura une section d'acier  $A_s = 26,6 \text{ cm}^2$  soit  $12,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit 7HA16 ( $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales**

La section d'armature transversale doit vérifier le critère suivant :

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

Sachant que :

$$\begin{aligned} b_0 &= 2.00 \text{ m} \\ d &= 0.9h = 1.17 \text{ m} \end{aligned}$$

La valeur de  $V_U$  correspond l'effort tranchant maximum au niveau du chevêtre, déterminé après la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Analysis Professionnel.

$$V_U = 322.41 \text{ t}$$

D'où :

$$\tau_u = 1.37 \leq 2.7 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

✓ Pourcentage d'armature transversale

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$K=0$  (Pas de reprise de bétonnage).

$S_t \leq 20 \text{ cm}$  [PP73]  $\longrightarrow$  On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = 9.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 2 cadres HA20.}$$

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$A_{t \text{ Min}} \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = 2.4 \text{ cm}^2 < 9.13 \text{ cm}^2.$$

### XII.3.1.2. ÉTUDE DU CHEVÊTRE A LA TORSION

La torsion dans le chevêtre 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. En remplace alors la section réelle par une section creuse équivalente, dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

L'estimation du moment de torsion est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$T = R_1 e_V$$

Avec :

$R_1$  : La réaction sur chaque poutre due au chargement d'une travée.

$e_V$  : Excentricité de la force verticale  $R_1$  avec l'axe de symétrie verticale du chevêtre ( $e_V = 0.72 \text{ m}$ ).

L'évaluation du moment de torsion est effectuée suivant deux phases à L'ELU.

- Exécution : Sous poids propre d'une travée.
- Exploitation : sous le chargement d'une travée qui crée le moment de torsion maximum.

Les résultats des sollicitations engendrant le moment de torsion maximal au niveau du chevêtre est présenté dans le tableau suivant :

Phase	Sollicitation sur poutre (t)	Application numérique	Moment de torsion T (t.m)
Exécution	$R_G = 24$	$M_G = 1.35 \times 24 \times 0.72$	$M_G = 23.33$
Exploitation	$A_{Al} = 16.46$	$M_{Al} = 1.35 \times 16.46 \times 0.72$	$M_{Al} = 16$

Tableau XII.4. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU.

$$M_{u \text{ Torson}} = \text{Max} (M_G, M_{Al}) = 23.33 \text{ t.m}$$

#### ✓ CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE

Alors, la contrainte de torsion se calcul comme pour la section creuse :

$$\tau_T = \frac{M_U \text{Max}}{2 \Omega b_n}$$

Avec :

$b$  : L'épaisseur de la paroi creuse équivalente.  $b_n = \frac{h}{6} = 0.22 \text{ m}$

$\Omega$  : L'aire du contour à mi- épaisseur des parois  $\Omega = (h-b_n)(b-b_n) = 1.93 \text{ m}^2$

$$\tau_T = 27.47 \text{ t/m}^2$$

- **Armatures longitudinales**

$$A_s = \frac{M_U \text{Max} U}{2 \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$U$  : périmètre extérieur du chevêtre. ( $U=6.6 \text{ m}$ )

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

Equivalente à 5HA 16 ( $A_s=10.05 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm, disposés aux quatre angles et sur les faces latérales, s'ajoutant aux armatures longitudinales de flexion.

- **Armatures transversales**

$$A_t = \frac{M_u \text{Max} S_t}{2 \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$S_t \leq 35 \text{ cm [PP73].}$$

On pose :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

D'où :

$$A_t = 0.20 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature transversale doit reprendre les contraintes correspondant à l'effort tranchant et le moment de torsion, d'où la section transversale totale est la somme des deux sections qui supporte l'effort tranchant et la torsion.

$$A_t = 9.13 + 0.20 = 9.33 \text{ cm}^2.$$

Equivalent à 2 cadre HA 20 ( $A_t = 12.56 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm.

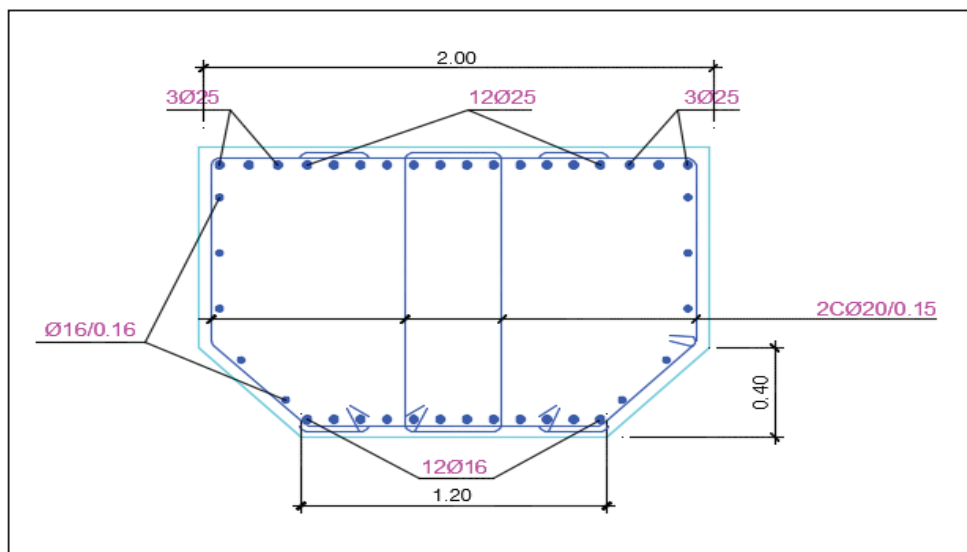


Figure XII.2. Ferrailage du chevêtre.

### XII.3.2. LE FUT

#### XII.3.2.1. VÉRIFICATION DU FLAMBEMENT

Pour vérifier le flambement, on doit s'assurer de l'inégalité suivante :

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \text{Max} [50 ; \min (67 \frac{e_0}{D} ; 100)]$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_c}{i}$$

En considérant le fut encastré sur la semelle,  $L_c = 0.7 L = 0.7 \times 6.20 = 4.34\text{m}$ .

$$i: \text{Rayon de giration, } i = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3\text{m} \quad ; \quad e_0 = \frac{M_{u \max}}{N_{u \max}} = \frac{94.31}{561.53} = 0.16$$

$$\text{D'où :} \quad \lambda = 14.46 \leq 50$$

La condition de non flambement du fut est vérifiée.

#### XII.3.2.2. ÉVALUATION DES EFFORTS SUR FUT

Le résultat de calcul des sollicitations dans le cas normal et dynamiques détaillé dans les tableaux en annexe 09 partie 02 sont présentés ci-dessous.

Type de sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
ELU	$N_{max}= 645.44 \text{ t}$ $M_{correspond}= 75.08 \text{ t.m}$	$N_{min}= 518.09 \text{ t}$ $M_{correspond}= 53.75 \text{ t.m}$	$M_{max}= 94.31 \text{ t.m}$ $N_{correspond}= 561.53 \text{ t}$
ELS	$N_{max}= 480 \text{ t}$ $M_{correspond}= 55.82 \text{ t.m}$	$N_{min}= 383.77 \text{ t}$ $M_{correspond}= 39.81 \text{ t.m}$	$M_{max}= 70.24 \text{ t.m}$ $N_{correspond}= 416.63 \text{ t}$
ELA	$N_{max}= 402.44 \text{ t}$ $M_{correspond}= 433.13 \text{ t.m}$	$N_{min}= 387.23 \text{ t}$ $M_{correspond}= 430.46 \text{ t.m}$	$M_{max}= 435.53 \text{ t.m}$ $N_{correspond}= 391.95 \text{ t}$

Tableau XII. 5. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût.

✓ **FERRAILLAGE DES FUTS**

• **Armatures longitudinales**

La section d'armature longitudinale est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en considérant une section circulaire de 1.2 m diamètre sous flexion déviée avec  $M_z=0$ .

On obtient une section  $A_s=143.00\text{cm}^2$ .

La section minimale fixé par le RPOA avec un pourcentage de 0.5% et égale à  $56.55 \text{ cm}^2$ .

Cette section est équivalente à 20HA 25 ( $A_s= 144.76 \text{ cm}^2$ ).

• **Armatures transversales :**

**-Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_u = \text{Min} (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}).$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \longrightarrow b_0 = 0.85\text{m.}$$

$$d = 0.9 b_0 = 0.765\text{m.}$$

$$V_u = 11.16 \text{ t.}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq 2.7 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

**-Pourcentage d'armature transversale**

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$K=0$  (Pas de reprise de bétonnage).

$$S_t = \text{Min} (12 \phi_L ; b ; 200 \text{ mm}) \dots\dots\dots \text{Zone de courante.}$$

$$S_t = \text{Min} (8 \phi_L ; b/2 ; 200 \text{ mm}) \dots\dots\dots \text{Zone de critique.}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.48 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_{t \min} \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e}$$

D'où, on choisit la section  $A_t = A_{t \min} 1.02 \text{ cm}^2$  (section minimale) équivalent à une cerce HA12 ( $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$ ).

Avec un espacement :

$$S_t = 10 \text{ cm (Zone de recouvrement) .}$$

$$S_t = 15 \text{ cm (Zone courante).}$$

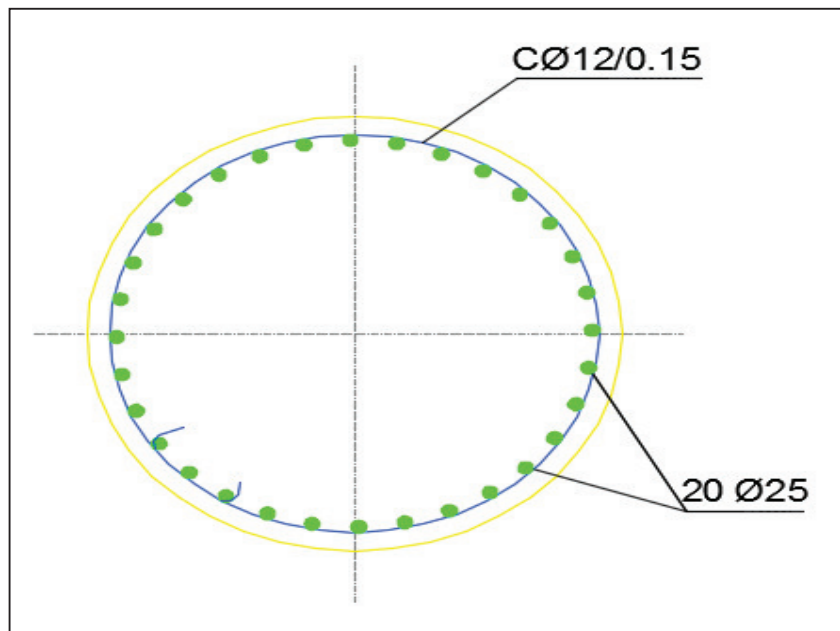


Figure XII.4. Ferrailage des fûts

### XII.3.3. SEMELLE SUR PIEU

La semelle de la pile repose sur deux files de pieux, chaque file est composé de cinq pieux.

Le ferrailage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastées à une distance d' $a/4$  de l'axe du fut, où s'appliquent les réactions de chaque pieu comme une charge concertée

$$M = R_{max} \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

	$R_{max}$ (t)	$(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})$	M (t.m)
Cas normal	302.59	1.5	453.88
Cas sismique	400.06	1.5	600.09

Tableau XII.6. La réaction maximale sur pieu avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant.

La section d'armature transversale inférieure est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en flexion simple sur une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) m<sup>2</sup>

$$\begin{cases} b_0 = \varphi + h = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m.} \\ h = 1.5 \text{ m} \end{cases}$$

$A_s = 135.10 \text{ cm}^2$  disposé sur une distance de 2.7 m, équivalent à  $A_s = 50.03 \text{ cm}^2$  chaque un mètre de large, soit 7HA 32 avec un espacement de 15cm ( $A_s = 56.32 \text{ cm}^2$ ).

-La section d'armature transversale supérieur de construction est posée égale à  $A_s' = A_s / 3 = 18.33 \text{ cm}^2$  équivalente à 7HA20, ( $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ) avec espacement de 15cm.

-La nappe inférieure des armatures longitudinale joue le rôle de répartition des charges, soit  $A_r \approx A_s$ , soit 7HA25  $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 15 cm.

On choisit comme armatures longitudinales supérieures de construction 7HA20, E=15cm.

-Armature latérale:  $A_l \approx A / 10$  soit 6HA12 ( $A_l = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

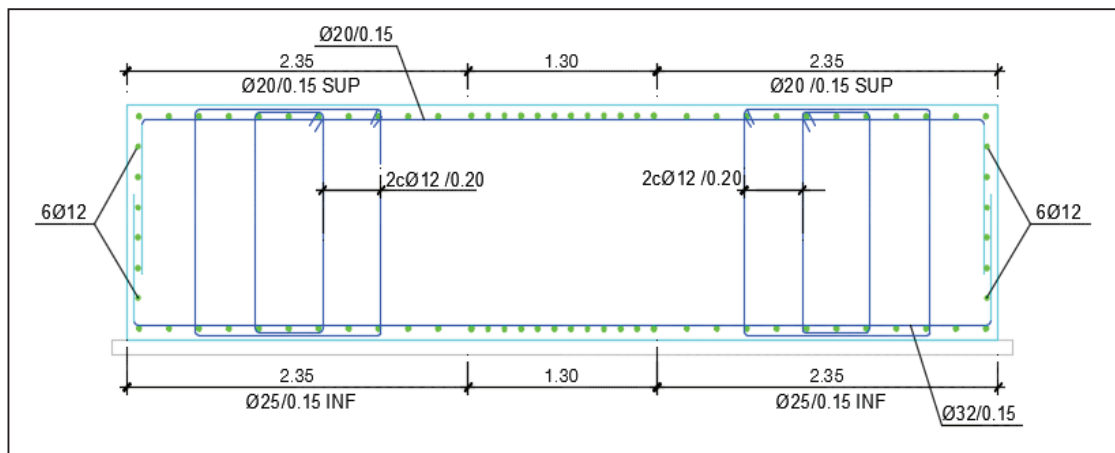


Figure XII.5. Ferrailage de la semelle sous pile.

### XII.3.4. PIEUX SOUS LA PILE

La pile est supportée par 10 pieux, sous une semelle, de 25 m de profondeur et 1.2m de diamètre espacé de 3.6m.

• **ARMATURE LONGITUDINALE**

Chaque pieu est sollicité par un effort normal et une force horizontale qui crée un moment fléchissant en tête du pieu. En supposant qu'ils sont encastrés en tête dans la semelle et libre à la base, les efforts appliqués sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de  $\bar{M}$  et  $\bar{H}$ .

La méthode et le détail de calcul est présenté dans l'annexe 09 partie 03. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	Type de sollicitation	$N_{max}$ (t)	$N_{min}$ (t)	H (t/pieux)	M (t.m)
ELS	N°01	302.59	-	3.30	12.62
	N°02		229.89	3.30	12.62
ELA	N°03	400.6	-	42.2	161.19
	N°04	-	90.79	42.2	161.19

Tableau XII.7. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu.

La section d'armature longitudinale du pieu est déterminée par le logiciel ROBOT Expert en considérant la section circulaire de 1.2m de diamètre sous flexion déviée avec  $M_z=0$ , avec quatre cas de chargement présentés dans le tableau ci-dessus.

D'où,  $A_s=48.9 \text{ cm}^2$  équivalent à 24 HA25 ( $A_s=92.4\text{cm}^2$ ), sachant que moment de calcul est

Le moment d'encastrement en tête du pieu, et correspond à la valeur maximale qui diminue en fur et à mesure qu'on s'éloigne de la semelle, jusqu'à ce qu'il s'annule en profondeur où le ferrailage est minime.

Le RPOA fixe un pourcentage minimal égal entre 0.5% et 3 %

$$A_{s \text{ min}}=56.6 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 24 HA 20 ( $A_s= 59.18\text{cm}^2$ ) pour le ferrailage longitudinal de tout le pieu.

• **ARMATURES TRANSVERSALLES**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Pour les fissures jugées préjudiciables la contrainte de cisaillement est limitée par la valeur suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right).$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \longrightarrow b_0 = 0.85\text{m}.$$

$$d=0.9 b_0 =0.765\text{m.}$$
$$V_u = \frac{H_{Max}}{n} = \frac{55.81}{10} = 5.58 \text{ t.}$$
$$\tau_u = 0.085 \text{ MPa} \leq 2.7\text{MPa.}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

✓ **Pourcentage d'armature transversale**

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$
$$S_t = \text{Min} (12 \varnothing_L ; b ; 200 \text{ mm})$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.24 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$A_{t \text{ Min}} \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = 0.24 \text{ cm}^2$$

D'où, on prend la section  $A_t = A_{t \text{ min}} 1.02 \text{ cm}^2$  (section minimale) équivalent à une cerce HA12 ( $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$ ).

$S_t = 10 \text{ cm}$  (Zone de renforcement).

$S_t = 15 \text{ cm}$  (Zone courante).

Il existe deux zones de renforcement :

- Zone en tête du pieu : sur une longueur de 2D (D : le diamètre du pieu) à partir de la tête du pieu.
- Zone à la base du pieu : sur une longueur de 3D à partir de la base du pieu.

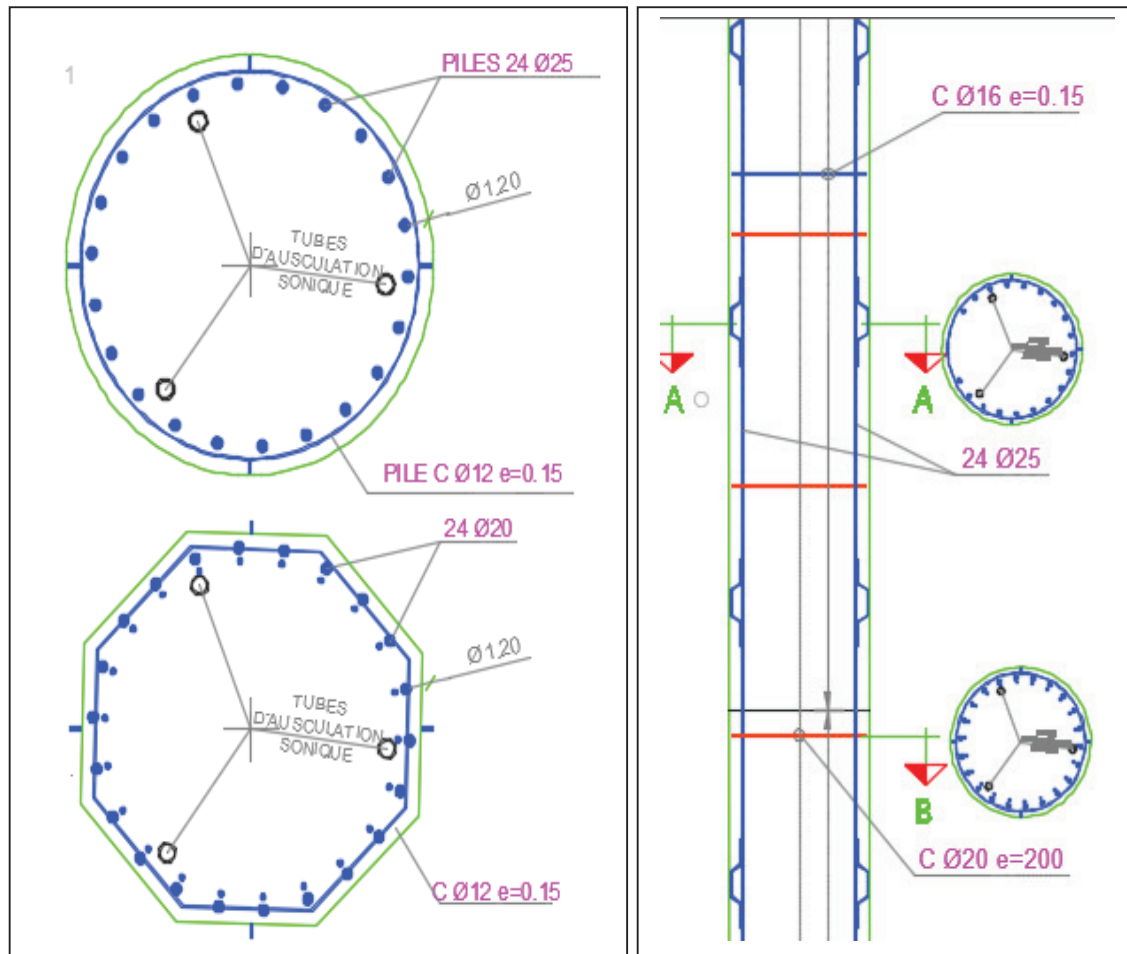


Figure XII.6. Ferrailage des pieux sous pile.

#### XII.4. 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 son bien vérifiés, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.



**CONCLUSION GÉNÉRALE**

### CONCLUSION GÉNÉRALE

Le choix de la variante pont à poutres en post tension a permis d'avoir une bonne stabilité des appuis (Pile et Culée), et un dimensionnement satisfaisant en armatures passifs et actifs qui vérifie les contraintes de traction, compression et cisaillement des matériaux de constructions. Sans oublier la planification qui a permis aussi de voir la simultanéité et la rapidité d'exécution de cet ouvrage.

Le dimensionnement d'un ouvrage d'art tel un pont fait appel à tout un arsenal d'expérience tout autant aux compétences techniques, ce dont nous avons eu la chance d'apprendre un brin au cours de notre formation d'ingénieur.

Ce travail nous a permis de compléter notre formation et d'enrichir nos connaissances en matière d'étude des ouvrages d'art relativement notamment ici à l'étude du tablier d'un pont et sa modélisation, l'effet sismique sur le pont et l'étude de l'infrastructure du dit ouvrage. A noter aussi, que notre entreprise nous a aidés à pouvoir accéder au camp de l'ingénierie à même d'intégrer le monde professionnel.

Par effet d'entraînement, nous nous sommes arrêtés nécessairement très longtemps coincés dans des petits détails, qui s'avèrent en fin de compte d'une moindre importance par rapport à la portée générale du projet, sans pour autant regretter ces moments d'échange et de discussion.

En rédigeant cette conclusion nous avons eu l'impression que notre parcours scolaire se conclut ici par ces mots, toutes ces années de travail du primaire à l'ingénierie, des images flottantes qui s'en suivent cicatrisant la mémoire, rappelant des moments de stress et de pression..., ceux qui se sont terminés enfin chaleureusement mêlés à un gout de réussite.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] MR.BENREDOUEN. Calcul des dalles en béton armée. ENSTP, 2018.
- [2] MR.AMIEUR. Cours de béton précontraint. ENSTP, 2017/2018.
- [3] MR.BENREDOUEN. Cours béton armée. ENSTP, 2017/2018.
- [4] Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements. Joint de chaussée des ponts routes, Détermination du souffle aux Eurocodes. PARIS 2013.
- [5] Freyssinet Sustainable Technologie. Joint de chaussée CIPEC. 2010
- [6] Règlement définissant les charges à appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Ministère Des Travaux Publiques.2009.
- [7] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Ministère Des Travaux Publics. 2008.
- [8] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté. 2007.
- [9] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Pont courant en zone sismique, guide de conception. PARIS 2000.
- [10] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Garde-corps. 1997.
- [11] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Pont à poutres préfabriquées par post tension. 1996.
- [12] Anne BERNARD-GELY et Jean-Armand CALGARO, Conception des ponts. PARIS 1994.
- [13] Service d'étude technique des routes et autoroutes SETRA. CORNICHE.1994.
- [14] Ministère de l'équipement du logement, des transports et de l'espace, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites BREL 91 révisé 99.1999.
- [15] THONIER, H. Le Béton Précontraint Aux Etats Limites. ENPC, 1985.
- [16] Ministère de l'urbanisme, du logement et des transports, DIRECTION DES ROUTES. Dalle de transition des ponts routes, technique et réalisation.1984.
- [17] Service technique des routes et autoroutes SETRA. Appuis des tabliers PP73, 1.3.2 Calcul Complémentaire Ferrailage Type, 1.1.2. Conception et Choix des Piles, 1.1.3. Conception et Choix des Piles-Culées. 1977