

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 ETUDE D'UN PONT A
POUTRE EN BETON PRECONTRAINT
A DEUX TREVEES AU PK04+430 SUR LA
PENETRANTE DE MOSTAGANEM**

Présenté par :

NAMAR Rabéa

Encadré par :

**Mr DERRADJI Ayachi
Mr AMIEUR Mohamed**

Promotion 2018 /2019

Remerciements

Je remercie le Bon-Dieu tout-puissant qui m'a donné la Force,

Le courage et la volonté de réaliser ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance que je remercie mon promoteur M. : **AMIEUR MOHAMED, DERRADJI AIYACHI** pour m'avoir encadré et pour ses précieuses collaborations et ces conseils.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux ingénieurs d'état en ouvrage d'art à CTTP M. : **KOURAICHI et SAMIR***

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

J'adresse également ma profonde gratitude au personnel pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics

Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la Réalisation de ce PFE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents

À Toute ma famille

À tous mes amis



NAMAR RABEA



ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر متعدد العوارض من الخرسان مسبقة التصنيع مسبقة الاجهاد يحمل طريق بلدي مكون من مسارين ، و الذي سيكون بمثابة ممر علوي فوق الطريق السريع الرابط بين مستغانم و الطريق السيار شرق غرب.

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

كلمات مفتاحية : تصميم، جسر ، خرسانة مسبقة الاجهاد ، بلاطة، الركائز(المركزية و الجانبية)، الأسس

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraintes à deux travées qui porte un chemin communal à deux voies et servant comme un passage supérieur de la pénétrante reliant Mostaganem à l'autoroute est-ouest.

Ce travail est composé de trois parties principales. La première partie consiste à présenter le site de réalisation de l'ouvrage avec ces caractéristiques pour la conception des variantes dont choisira la plus favorable. Une fois la variante choisie, on effectue l'étude des éléments de l'ouvrage, commençant par le tablier où on définit les armatures actives et passives et on vérifie les contraintes du béton et de l'acier, ensuite on termine par les appuis (pile et culée) puis on effectue l'étude de la stabilité des fondations et le dimensionnement de ces éléments.

Mots-clés : conception, pont, béton précontraint, tablier, pile, culée, fondation.

Abstract

The objective of this work is the design and study of a road bridge type with prefabricated prestressed beams with two identical spans that carry a communal path with two ways which will serve as an overpass of the penetrating linking Mostaganem to the east-west highway.

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

Key-words: Design, bridge, concrete, pre-stressed, Bent, Abutment, Foundation.

NOTATIONS ET SYMBOLES :

Pl : la pression limite.	P poutre : poids de la poutre.	$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton dans la fibre supérieure.
l_r : Largeur des trottoirs	n : nombre des poutres.	M_{gp} : moment fléchissant max de poutre seul.
Lu : Largeur utile.	S_i : air de la section.	V_M : effort tranchant max.
L_R : Largeur rouable.	Li : longueur de la section	V_m : effort tranchant min.
lc : Largeur chargeable	Li : longueur de la section	V : effort tranchant limite supportée par la section d'about.
ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section	γ_b : poids volumique du béton.	\bar{v} : effort tranchant limite supportée par la section d'about.
I_G : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG.	P_{hourdis} : poids de l'hourdi.	σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre.
V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.	Cp : poids des éléments porteurs.	B_{nette} : La section nette de la poutre.
B : La section brute des poutres.	γ_{rv} : poids volumique de revêtement.	bn : Le largeur net
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j ^{ème} jours.	P_{tr} : poids des trottoirs.	α : l'angle de relevage.
ftj : Résistance caractéristique du béton à la traction au j ^{ème} jours.	s_{tr} : section transversale de trottoirs.	σφ(x) : les pertes dues au frottement de câble.
γ_b : Coefficient de sécurité du béton.	P_{co} : poids du corniche.	f : coefficient de frottement en courbe (rd-1)
f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.	s_{co} : section du corniche.	φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m ⁻¹)
σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.	ccp : les charges complémentaires permanentes	X : la distance de la section considérée (m)
E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.	a1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.	Δσ_g : les pertes dues au recul à l'ancrage.
E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.	a2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.	l : la longueur de la poutre.
G : Le module de déformation transversale du béton	bc : Coefficient de pondération du convoi BC .	d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage .
ν : le coefficient de poisson	bt : Coefficient de pondération du convoi Bt .	k : constante $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$
f_e : limite d'élasticité de l'armature passive.	G : Charge permanente.	g : l'intensité de recul d'ancrage $g = 2 \text{ à } 6 \text{ mm}$
E_s : Le module d'élasticité des aciers passifs.	Q : Charge d'exploitation.	Δσ_{rel} : les pertes due la relaxation des aciers
$\bar{\sigma}_s$: la contrainte limite de traction.	δ : Coefficient de majoration dynamique.	Δσ_r : les pertes dues au retrait du béton
f_{prg} : tension minimale de rupture	FA : la force de freinage du système A(l).	K_a : coefficient de poussée active de sol.
f_{peg} : Limite élastique.	FB : la force de freinage du système Bc.	γ : le poids volumique de sol support
A_p : Section droite d'un torons.	P_{mi} : Précontraintes minimales.	
	B_n : Section nette.	
	B : Section brute.	
	In : Moment d'inertie nette de la section.	
	I : Moment d'inertie brute de la section.	
	σ_{bt} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.	

ϵ_r : le retrait final du béton égale à 2.10^{-4}
 σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous mes charges de longue durée s'application.
 $\Delta\sigma_{fl}$: les pertes dues au fluage du béton
 $\Delta\sigma_d$: des pertes différées.
 n : Nombre de câbles.
 d : Excentricité du câble moyen.
 σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure.
 σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure.
 V_u : Effort tranchant limite.
 V_{red} : Effort tranchant réduit
 σ_x : représentent les contraintes normales au niveau de G.
 τ_u : Contrainte tangentielle ultime.
 B_t : Désigne l'aire de la partie du béton tendue
 σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).
 NB_t : La résultante d contraintes de traction correspondantes.
 ft_j : contraintes de traction du béton.
 h : Epaisseur de la dalle égale 25cm.
 U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle
 G : module de cisaillement de l'appareil $G= 1.2$ MPA en condition sismique.
 a, b : les dimensions en plan de l'appareil.
 T : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil
 K_C : la raideur de la culée.
 K_{pile} : la raideur de la pile.
 $K_{appareil}$: la raideur de l'appareil d'appui.
 K_{sys} : la rigidité du système
 T : la période longitudinale du système
 g : Accélération de la pesanteur
 T_1, T_2 : Périodes associées à la catégorie du site.
 S : Coefficient de site.
 $\xi(\%)$: Taux d'amortissement
 $d_{tablier\ long}$: Déplacement du tablier par rapport au sol
 F_G : la flèche qui due au poids propre
 F_p : la flèche qui due a la précontrainte.
 F_c : la flèche de construction.
 F_{D240} : la flèche due au convoi exceptionnelle D240
 θ_G : la rotation due au poids propre.
 θ_D : Rotation due à la surcharge D240.
 θ_P : Rotation due à précontrainte.
 R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELS
 σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max}
 τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale
 U : Déplacement lent du au retrait, fluage, température
 σ_e : contrainte limite de traction des frettes
 T_b : L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis
 H_s : Effort horizontal dû au séisme.
 W : Souffle total du joint
 K_H : coefficient sismique horizontale.
 K_v : coefficients sismique verticale.
 K_{ad} : coefficient de poussée dynamique.
 Φ : angle de frottement interne du remblai.
 β : angle de talus avec l'horizontale.
 δ : angle de frottement remblai-culée.
 θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale.
 P : c'est le Périmètre extérieur de la section (chevêtre).

LISTE DES FIGURES

Figure I .1. Illustration de l'ISS.....	4
Figure I .2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.....	5
Figure I.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets.....	7
Figure I .4. Modèles des fondations (FEMA 440).....	8
Figure II. 1. Localisation de l'ouvrage.....	10
Figure II. 2. Vue en plan.....	12
Figure II. 3 .profil en long.....	13
Figure II. 4. profil en travers.....	13
Figure III. 1. Perspective du pont dalle.....	15
Figure III. 2. Section transversale de la dalle.....	16
Figure III. 3. Vue en élévation de la variante 02.....	16
Figure III.4.composition d'un tablier bipoutre mixte.....	17
Figure III.5. Section transversale de la variante 02.....	18
Figure III.6.Section de poutre métallique.....	19
Figure III.7. Vue en élévation de la variante 02.....	20
Figure III. 8. Morphologie générale de pont type VIPP.....	21
Figure III. 9. différentes sections de la poutre de la variante VIPP.....	23
Figure III. 10. sections transversales du tablier de la variante 03.....	23
Figure III. 11. vue en élévation de la variante 03.....	24
Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre.....	36
Figure VI. 1. Modèle numérique du tablier.....	40
Figure VI. 2.Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP.....	42
Figure VI. 3.Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP.....	42
Figure VII. 1. La plaque d'ancrage.....	46
Figure VII.2.Disposition des câbles à l'about.....	46
Figure VI. 3. Disposition des câbles à mi- travée.....	46
Figure VII.4. Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre.....	47
Figure VII.5. Les contraintes limites à respecter.....	49
Figure VII.6.diagramme des contraintes à mi travée.....	51
Figure VII. 7 Ferrailage de la poutre à mi- travée.....	53
Figure VII. 8. Diagramme de déformation du béton et de l'acier.....	54
Figure VII. 9 .Zones de concentration des contraintes.....	55
Figure VII. 10. Première zone de régularisation.....	55
Figure VII.11. Ferrailage de la première zone de régularisation.....	57
Figure VII. 12. Deuxième zone de régularisation.....	58

Figure VII. 13. Schéma de la zone d'appui.....	59
Figure VII. 14. Représentation de la bielle d'about.....	59
Figure VIII. 1. Le diagramme de M_Y maximale dans le sens transversale.....	63
Figure VIII. 2. Section d'étude du ferrailage de la dalle.....	63
Figure VIII. 3. Schéma de ferrailage transversale de la dalle.....	65
Figure VIII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.....	65
Figure X.1. dimension de l'appareil d'appui.....	73
Figure X. 2. Dimensions du Dé d'appui.....	75
Figure X. 2. Ferrailage du dé d'appui.....	76
Figure X.3. Joint de chausse GTA 30/50.....	77
Figure X.4. Dimension de la corniche préfabriquée.....	77
Figure X.6. Glissière de sécurité GS2.....	78
Figure X.5. Garde-corps BN04.....	78
Figure X.7. Disposition des équipements.....	78
Figure XI.1. Ferrailage du mur frontal.....	87
Figure XI2. Vue en plan du ferrailage de mur garde grève.....	88
Figure XI. 3. Ferrailage du corbeau.....	88
Figure XI. 4. Moments sur mur en retour généré par modélisation.....	89
Figure XI.5. Ferrailage du Mur en retour.....	89
Figure XI.6. Ferrailage de la dalle de transition.....	90
Figure XI.7. Ferrailage de la semelle sous culée.....	92
Figure XII.1. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELS.....	97
Figure XII.2. L'effort tranchant négatif et positif maximum à l'ELS.....	98
Figure XII. 3. Schéma représentatif du chevêtre.....	99
Figure XII. 4. Plan de ferrailage du chevêtre.....	101
Figure XII.5. Schéma de ferrailage du voile.....	103
Figure XII. 6. Ferrailage de la semelle sous pile.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Facteur de modification.....	8
Tableau II. 1 : résultats des essais de laboratoire.....	11
Tableau II.2. Accélération de la zone A.....	12
Tableau III-1- Implantation des culées.....	25
Tableau IV. 1. Caractéristiques géométriques de la section d'about.....	29
Tableau IV 2. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire.....	30
Tableau IV 3. Caractéristique géométrique de la section médiane.....	31
Tableau IV.4. Caractéristique des bétons utilisés.....	32
Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre.....	36
Tableau V. 2. Calcul du chargement A(L).....	37
Tableau V. 3. Coefficient de majoration Bc.....	38
Tableau V.4. Coefficient de majoration Bt.....	38
Tableau V.5. Tableau de la charge MC120.....	38
Tableau V. 6. L'effort de freinage H _F	39
Tableau V.7. Les coefficients multiplicateurs des actions.....	39
Tableau VI. 1. Résulta de calcul numérique fait par RSAP2011.....	41
Tableau VI. 2. Combinaison de calcul obtenu par la modèle numérique.....	41
Tableau VII. 1. Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte.....	43
Tableau VII.2. Vérification des contraintes pour les différentes phases de précontraint.....	45
Tableau VII. 3. Etapes de calcul des angles de relevages pour Les deux câbles.....	47
Tableau VII. 4. Récapitulatif des pertes totales.....	48
Tableau VIII. 1. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.....	62
Tableau VIII. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS.....	64
Tableau VIII. 3. Choix des armatures transversales.....	64
Tableau VIII. 4. Choix des armatures longitudinales.....	65
Tableau VIII. 5. Vérification de non poinçonnement.....	66
Tableau IX.1. Caractéristique sismologique du site.....	67
Tableau IX .2. Efforts sismique dans toutes les directions et sous combinaison.....	71
Tableau X.1. Bilan de déformation.....	72
Tableau X.2.dimension de l'appareil d'appui.....	73
Tableau X.3. calcul les réactions d'appui pour une seule travée chargée.....	74
Tableau X.4. calcul les rections d'appui pour deux travées chargées.....	74

Tableau XI. 1. Dimensions des éléments de la culée.....	79
Tableau XI. 2. Combinaisons des efforts sollicitant la culée.....	81
Tableau XI. 3. Combinaisons des charges sismiques sollicitant la culée.....	81
Tableau XI.4. Calcule la poussée dynamique des terres.....	82
Tableau XI.5. Combinaison des actions inertielles.....	83
Tableau XI.6. Evaluation des charges sismique due au tablier.....	83
Tableau XI.7. Combinaison les composantes de séisme avec les charges inertielles.....	84
Tableau XI.8. Les combinaisons des charges statique et dynamique sollicitant la culée.....	84
Tableau XI.9. Calcule de vérification contre le renversement.....	85
Tableau XII.10. Calcule de vérification contre le glissement.....	85
Tableau XI.11. Efforts maximum agissant sur le mur frontal.....	86
Tableau XII. 1. Combinaison des efforts et les moments agissant la pile a ELA.....	95
Tableau XII. 2. Calcule de vérification contre le renversement.....	95
Tableau XII.3. Calcule de vérification contre le glissement.....	96
Tableau XII.4. Réactions sur le chevêtre.....	97
Tableau XII.5. Résulta de modélisation du chevêtre.....	98
Tableau XII.6. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU.....	99
Tableau XII. 7. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le voile.....	101

TABLE DES MATIERES :

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE....	2
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. DEFINITION INTERACTION SOL - STRUCTURE	3
I.3. TYPES D'INTERACTION.....	4
I.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE	4
I.3.2. INTERACTION INERTIELLE.....	5
I.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE.....	5
I.5. EFFETS DE L'ISS (FEMA – 440).....	6
I.5.1. EFFETS CINEMATQUES.....	7
I.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION	8
I.6. CONCLUSION	9
II PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	10
II.1. INTRODUCTION	10
II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE.....	10
II .3. LES DONNEES DE PROJET.....	10
II .3.1. LES DONNEES NATURELLES.....	10
II .3.1.1. LES DONNEES GEOTECHNIQUES.....	11
II .3.1.1.1 LES ESSAIS IN SITU.....	11
II .3.1.1.2. LES ESSAIS AUX LABORATOIRES.....	11
II .3.1.1.3. CONCLUSION.....	11
II .3.2. LES DONNEES SISMIQUES.....	11
II .3.3. LES DONNEES CLIMATIQUES.....	12
II .3.4. LES DONNEES TOPOGRAPHIQUES	12
II 4. LES DONNES FONCTIONNELLES	12
II .4.1 TRACE EN PLAN	12
II .4.2. PROFIL EN LONG.....	13

II.4.3. PROFIL EN TRAVERS	13
II.5. CONCLUSION.....	14
III. CONCEPTION GENERALE.....	15
III.1. INTRODUCTION.....	15
III.2. CRITERE DU CHOIX DE TYPE D’OUVRAGE.....	15
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES.....	15
III.3.1. VARIANTE 01 : PONT DALLE EN BETON PRECONTRAIINT.....	15
III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01.....	16
III.3.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	16
III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01.....	17
III.3.2. VARIANTE 02 : PONT MIXTE BIPOUTRE.....	17
III.3.2.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 02.....	17
III.3.2.2. REDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	18
III.3.2.3. AVANTAGE ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE02.....	20
III.3.3. VARIANTE 03 : PONT A POUTRES PRECONTRAIINTES.....	20
III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03.....	21
III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	21
III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE03.....	24
III.4. ANALYSE MULTICRITERES.....	24
III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES.....	24
III.4.2. CONCLUSION.....	25
III.5. CONCEPTION DES APPUIS.....	25
III.5.1. CULEE.....	25
III.5.1.1. IMPLANTATION DE LA CULEE.....	25
III.5.1.2. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE.....	26
III.5.1.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	26
III.5.2. PILE.....	27
III.5.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA PILE.....	27
III.6. CONCLUSION.....	27
IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	28
IV.1. INTRODUCTION.....	28
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS.....	28

IV.3.	CHOIX DES MATERIAUX.....	31
IV.3.1.	LE BETON.....	31
IV.3.1.1.	RESISTANCE EN COMPRESSION.....	31
IV.3.1.2.	RESISTANCE EN TRACTION.....	32
IV.3.1.3.	CONTRAINTE ADMISSIBLE.....	32
IV.3.1.3.1.	CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION	32
IV.3.1.3.2.	CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION.....	32
IV.3.1.4.	DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON.....	33
IV.3.1.5.	DEFORMATION TRANSVERSALE.....	33
IV.3.2.	LES ACIERS.....	33
IV.3.2.1.	LES ACIERS PASSIFS.....	33
IV.3.2.2.	LES ACIERS ACTIFS.....	34
IV.4.	REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL.....	34
IV.5.	HYPOTHESES SUR L'ENVIRONNEMENT.....	35
IV.6.	CONCLUSION.....	35
V.	CHARGES ET SURCHARGES.....	36
V.1.	INTRODUCTION	36
V.2.	EVALUATION DES CHARGES :.....	36
V.2.1.	CALCUL DES CHARGES PERMANENTES.....	36
V.2.2.	CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES.....	37
V.2.3.	LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE).....	37
V.3.	EVALUATION DES SURCHARGES.....	37
V.3.1.	SYSTEME CIVIL A (L)	37
V.3.2.	SYSTEME B	37
V.3.2.1.	CAMION B_{BC}	37
V.3.2.2.	TANDEM B_T	38
V.3.2.3.	SYSTEME B_R	38
V.3.3.	CONVOI MC 120 :.....	38
V.3.4.	SYSTEME D240 :.....	38
V.3.5.	SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) :.....	38
V.3.6.	EFFORT DE FREINAGE.....	39
V.4.	COMBINAISON D' ACTIONS	39
V.5.	CONCLUSION	39

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS	40
VI.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC RS.....	40
VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	43
VII.1. PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT	43
VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	43
VII.2.1. HYPOTHESES.....	43
VII.2.2. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE.....	44
VII.2.3. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES.....	44
VII.3. DISPOSITION CONSTRUCTION DES CABLES.....	45
VII.3.1. SECTION D'ABOUT	45
VII.3.2. SECTION MEDIANE	46
VII.3.3. DETERMINATION DE L'ANGE DE RELEVAGE	47
VII.3.4. ALLURE DES CABLES	47
VII.4. CALCUL DES PERTES	48
VII.4.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEEES	48
VII.4.2. PERTES DIFFERES.....	48
VII.4.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES.....	48
VII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.....	49
VII.6. JUSTIFICATION DES POUTRES	49
VII.6.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS.....	49
VII.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	49
VII.6.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU.....	50
VII.6.4. JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON.....	51
VII.7. FERRAILLAGE PASSIF.....	51
VII.7.1. ARMATURES LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE.....	51
VII.7.2. ARMATURES DE PEAU.....	52
VII.7.2.1. LONGITUDINALEMENT.....	52
VII.7.2.2. TRANSVERSALEMENT.....	52
VII.7.3. CADRES DE TALON.....	52
VII.7.4. ARMATURES SUPERIEURES DES TABLES DE COMPRESSION.....	52
VII.8. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	53
VII.9. JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D'ABOUT.....	54
VII.9.1. ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION.....	54

VII.9.1.1.	ZONE DE SURFACE.....	55
VII.9.1.2.	ZONE D'ECLATEMENT.....	56
VII.9.1.2.1.	FERRAILLAGE DE LA ZONE D'ECLATEMENT	57
VII.9.1.3.	ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE	57
VII.9.2.	ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION.....	57
VII.9.2.1.	VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT.....	58
VII.9.2.2.2.	FERRAILLAGE COMPLEMENTAIRES.....	58
VII.10.	ETUDE DE LA ZONE D'APPUI.....	59
VII.10.1.	EQUILIBRE DE LA BIELLE D'ABOUT.....	59
VII.11.	CONCLUSION.....	61
VIII.	ETUDE DE LA DALLE.....	62
VIII.1.	INTRODUCTION.....	62
VIII.2.	ETUDE DE LA FLEXION.....	62
VIII.3.	CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	62
VIII.3.1.	FLEXION LOCALE.....	63
VIII.3.1.1.	FERRAILLAGE.....	63
VIII.3.1.2.	DISPOSITION CONSTRUCTIVE.....	64
VIII.3.1.3.	ESPACEMENT DES ARMATURES.....	64
VIII.3.1.4.	CHOIX LES ACIERS TRANSVERSAUX.....	64
VIII.3.1.5.	SCHEMA DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	65
VIII.3.2.	FLEXION GLOBALE.....	65
VIII.3.2.1.	FERRAILLAGE.....	65
VIII.3.2.2.	CHOIX LES ACIERS LONGITUDINALE.....	65
VIII.3.2.2.	SCHEMA DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	65
VIII.4.	VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT.....	66
VIII.5.	CONCLUSION.....	66
IX.	ETUDE SISMIQUE.....	67
IX.1.	INTRODUCTION.....	67
IX.2.	CARACTERISTIQUES	67
IX.3.	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	67
IX.4.	SEISME LONGITUDINAL.....	68
IX.4.1.	DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME	68

IX.4.2.	DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME.....	68
IX.4.3.	PERIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME.....	69
IX.4.4.	SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE.....	69
IX.4.5.	EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE.....	69
IX.4.6.	REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES.....	69
IX.4.7.	EVALUATION DES DEPLACEMENTS.....	70
IX.5.	SEISME TRANSVERSAL.....	70
IX.5.1.	METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE.....	70
IX.5.2.	DISTRIBUTION DES MASSES ET CALCUL DES RIGIDITES.....	70
IX.5.3.	VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION.....	70
IX.5.4.	EVALUATION DES EFFORTS.....	70
IX.6.	SEISME VERTICAL.....	71
IX.7.	L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	71
IX.8.	CONCLUSION.....	71
X.	ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES EQUIPEMENTS....	72
X.1.	INTRODUCTION.....	72
X.2.	CALCUL DES DEFORMATIONS	72
X.3.	LES APPAREILS D'APPUI.....	72
X.3.1.	DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI	72
X.3.2.	VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI.....	73
X.4.	EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX.....	73
X.4.1.	CALCUL DES EFFORTS DUS A VARIATION LINEAIRE.....	74
X.5.	DE D'APPUI.....	75
X.5.1.	DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUI.....	75
X.5.2.	FERRAILLAGE DU DE D'APPUI.....	75
X.6.	PLOT PARASISMIQUE.....	76
X.6.1.	EFFORT APPLIQUE SUR LE PLOT.....	76
X.6.2.	FERRAILLAGE DES PLOTS.....	76
X.7.	JOINT DE CHAUSSEE.....	76
X.7.1.	CHOIX DE TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE.....	77
X.8.	L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT.....	77
X.9.	LES CORNICHES.....	77
X.10.	LES DISPOSITIONS RETENUES.....	78

XI. ETUDE DE LA CULEE.....	79
XI.1. INTRODUCTION.....	79
XI.2. LES DIMENSIONS DES DIFFERENTS CONSTITUANT DE LA CULEE.....	79
XI.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	79
XI.3.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	79
XI.4. ETUDE STATIQUE DE LA CULEE	80
XI.4.1. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION.....	80
XI.5. ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE.....	81
XI.5.1. EVALUATIONS DES CHARGES STATIQUES :.....	81
XI.5.2. EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE.....	81
XI.5.3. EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE DUE A LA POUSSEE ...	82
XI.5.3.1. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE Kad	82
XI.6. COMBINAISON DES ACTIONS SISMIQUE.....	82
XI.7. EVALUATION DES CHARGES SISMIQUE DUE AU TABLIER.....	83
XI.8. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELA	84
XI.9. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	86
XI.9.1. MUR FRONTAL.....	86
XI.9.2. MUR GARDE GREVE.....	87
XI.9.2.1. MOMENT TOTAL A L'ENCASTREMENT.....	87
XI.9.2.1.1. FERRAILLAGE DE MUR GARDE GREVE.....	87
XI.9.3. CORBEAU.....	88
XI.9.4. MUR EN RETOUR.....	88
XI.9.5. LA DALLE DE TRANSITION	90
XI.9.6. FERRAILLAIGE DE LA SEMELLE SOUS CULEE.....	91
XI.10. CONCLUSION.....	92
XII. ETUDE DE LA PILE.....	93
XII.1. INTRODUCTION	93
XII.2. ETUDE STATIQUE DE LA CULEE	93
XII.2.1. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE.....	93
XII.3. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELS.....	93
XII .4. ETUDE SISMIQUE DE LA PILE.....	94
XII .5. VERTIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELA	95
XII .6. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LE CHEVETRE.....	96

XII .6.1.	REPARTITION DE CHARGE SUR CHEVETRE	96
XII .6.2.	FERRAILLAGE DU CHEVETRE.....	98
XII .6.3.	ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION	99
XII .6.3.1.	CALCUL DU MOMENT DE TORSION	99
XII .6.4.	CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE.....	101
XII .7.	LE VOILE	101
XII .7.1.	EVALUATION DES EFFORTS SUR VOILE	101
XII.7.2.	FERRAILLAGE DE VOILE.....	102
XII .8.	FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE	103
XII .9.	CONCLUSION.....	104

ANNEXES :

ANNEXE 01 : RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 02 : CONCEPTION DES APPUIS

ANNEXE 03 : DESCRIPTION DES SURCHARGES

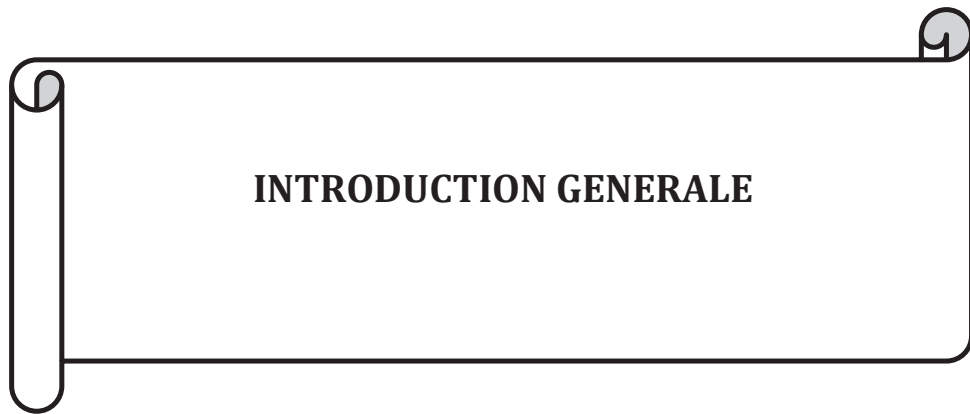
ANNEXE 04 : CALCUL DES SOLLICITATIONS

ANNEXE 05 : LA PRECONTRAINTE

ANNEXE 06 : CALCUL LES DEFORMATIONS ET LES EQUIPEMENTS DE PONT

ANNEXE 07: LA CULEE

ANNEXE 08: LA PILE



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer la conception et l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte sur la pénétrante de la wilaya de Mostaganem, ce projet va passer par plusieurs étapes ou phases.

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

Enfin, l'étude d'infrastructure, on commençant par une étude sismique pour la détermination du ferrailage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) et aussi le dimensionnement des équipements nécessaires pour le bon fonctionnement de l'ouvrage

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



**CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :
INTERACTION SOL-STRUCTURE**

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE

I.1. INTRODUCTION :

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans la réponse sismique des ponts, des structures, des barrages ainsi que des bâtiments reposant sur des sols meubles. La question qui se pose est de savoir comment ces deux facteurs (sol et structure) interagissent et dans quelle mesure le mouvement du sol support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du sol support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol structure.

La réponse sismique d'un pont est influencée par la réponse du sol, le chargement sismique et les propriétés mécaniques du sol et de la structure. En vue d'un calcul parasismique, c-à-d. calcul dynamique d'un pont pour évaluer sa réponse, l'ingénieur doit estimer l'excitation sismique agissant à la base de l'ouvrage. Il doit appliquer cette excitation à la base de l'ouvrage de façon à procéder au dimensionnement des éléments structuraux pour répondre aux exigences du futur séisme. La réponse sismique du système sol-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu.

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de Ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente d'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure (Grange, 2008). Les déformations de l'ouvrage pendant un tremblement de terre sont affectés par les interactions entre les trois systèmes liés: la structure, la fondation, et les formations géologiques sous-jacentes et entourant les fondations.

L'analyse de l'interaction sismique, sol-structure consiste à évaluer la réponse collective de ces sous- systèmes à un mouvement du sol en champ libre. L'interaction entre ces trois sous-systèmes résulte en deux phénomènes physiques se dénommant Interaction Inertielle et Interaction Cinématique. Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage temporel. Objectif : Ce chapitre est consacré à la présentation des notions théoriques de base de l'interaction sol-structure dans le domaine des ponts.

I.2. DEFINITION INTERACTION SOL – STRUCTURE :

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 20^{ème} siècle (Linger1972). Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs (Heyman 1972). Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement (Linger 1972) et par la suite, de la même manière pour les tranchées couvertes (Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés:

- Chargement inertielle.
- Chargement cinématique.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertielle en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable
- La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage
- Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol structure (ISS). La Figure I .1 illustre bien le problème de (ISS). Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

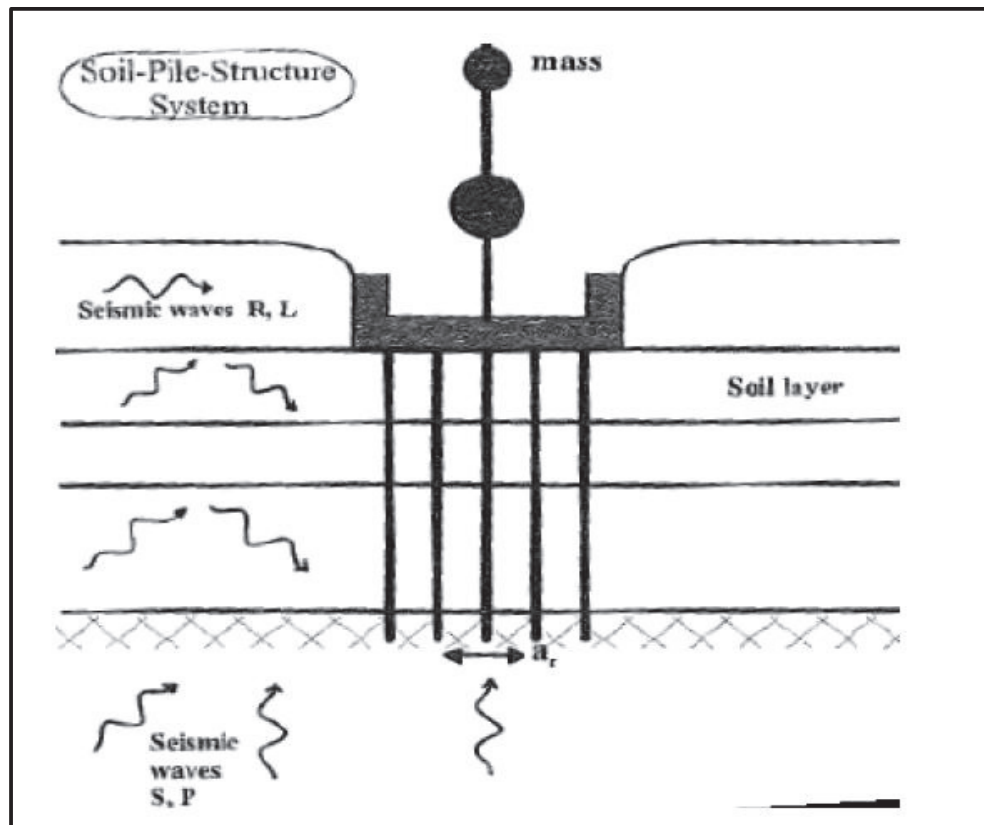


Figure I.1. Illustration de l'ISS

La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- Des ondes de cisaillement : onde S
- Des ondes de dilatation : onde P
- Des ondes de surfaces : onde R ou L

La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

I.3. TYPES D'INTERACTION :

I.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE :

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les pieux et le radier à se déplacer et par conséquent entraîner la structure supportée.

Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol d'une part et les pieux et radier d'autre part. Les ondes incidentes sont également réfléchies et dispersées par la fondation et les pieux qui en retour développent des moments de flexion.

I.3.2. INTERACTION INERTIELLE :

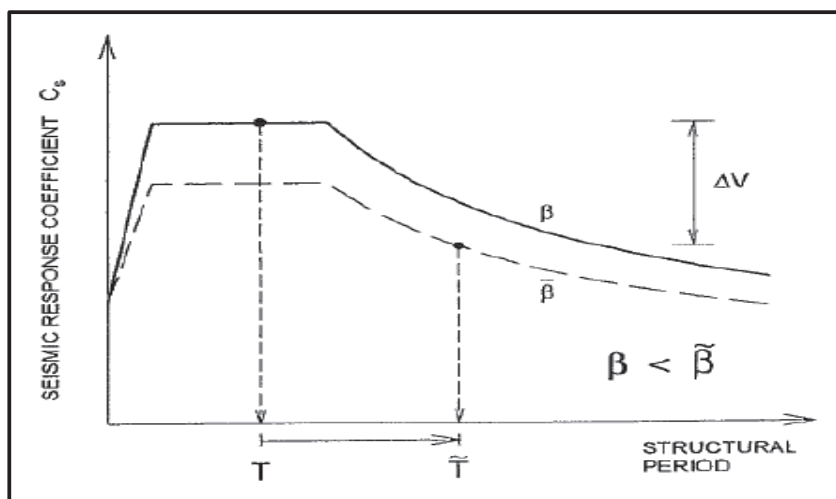
Sous sollicitation sismique, Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, les pieux et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires.

I.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE :

En général, l'ISS entraîne :

- Un allongement de la période de vibration du 1^{er} mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur de l'ouvrage.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.



La prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une Dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut Voir sur la Figure I.2 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période Propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

I.5. EFFETS DE L'ISS (FEMA-440) :

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d'interaction sol structure d'après la réglementation L'Fédéral Emergency Management Agency (FEMA 440) (2006). La méthode présentée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte:

- l'introduction de flexibilité du système sol-structure.
- les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le FEMA 440 (2006), ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure.

Le FEMA 440, propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé. La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la Figure I.3.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

- Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T .
- Calcul d'une période de base flexible T approchée (ex. lits de ressort)
- Incorporation de l'amortissement de la fondation β_{eff} dû à la radiation du système :
 $\beta_0 = \beta_f + \beta_i$
 β_i : amortissement de la structure a base fixe.
 β_f : l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure.
 β_0 : un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation

Correction des ordonnées spectrales du séisme du champ libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation.[18]

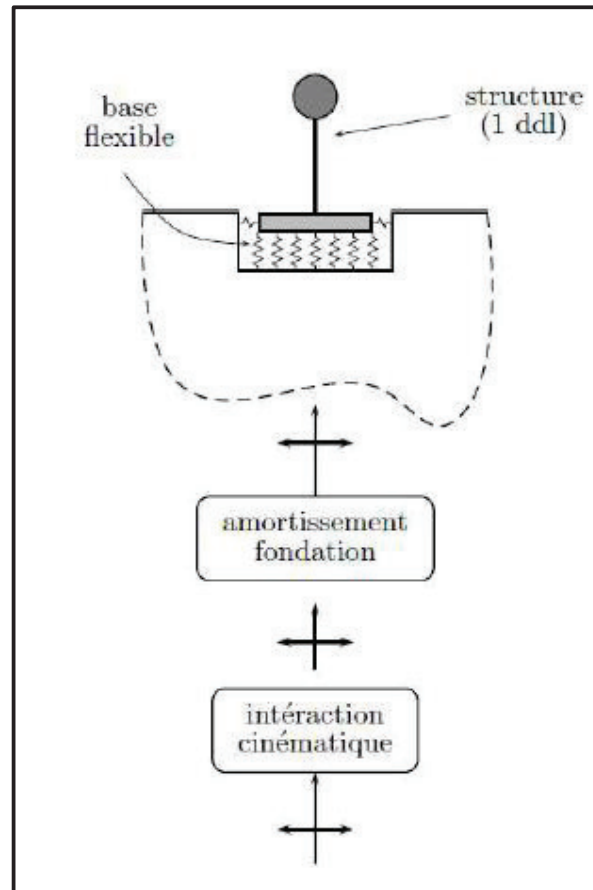


Figure I.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets

I.5.1. EFFETS CINEMATQUES :

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes ($T < 0,5$ s), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m. On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

1. calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab}$$

a et b sont les mesures globales.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq \text{que la valeur pour } T = 0.2$$

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{Tnv_s}\right) \geq \text{que le maximum entre } 0.453 \text{ et la valeur } T = 0.2$$

Où e est la profondeur de la fondation en pieds, v_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en f_t/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau I.1.)

Pour chaque période T . Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre. [18]

Tableau I.1. Facteur de modification

PGA	0.10	0.15	0.20	0.30
n	0.90	0.80	0.70	0.65

4. Calcul du facteur de modification total RRS:

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e$$

I.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION :

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par β_f , on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation β_0 . La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$

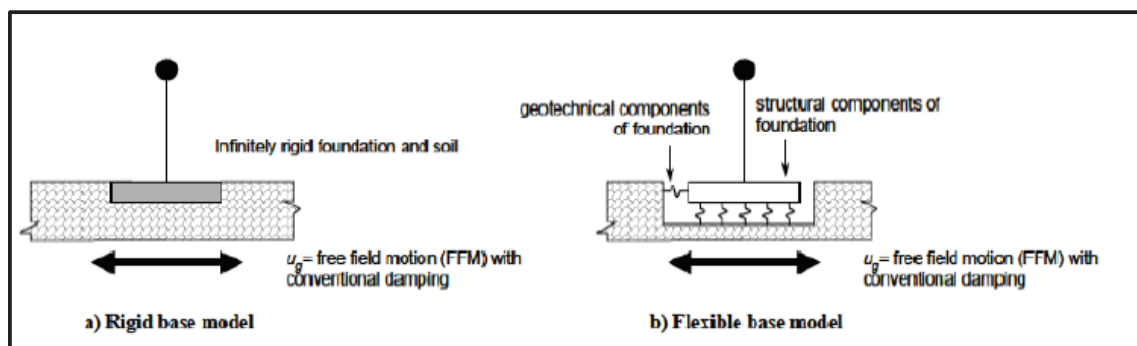


Figure. I .4. Modèles des fondations (FEMA 440) [18]

1. Evaluation de la période fondamentale de la structuré a base fixe T et a base flexible \bar{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.
2. Calcule de la rigidité effective de base fixe K_{fix}^*

$$K_{fix}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Où M^* est la masse effective correspondant au premier mode propre de base fixe.

3. Calcule du rayon équivalent de la fondation r_u ,

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \text{ ou } A_f \text{ est l'aire de la fondation.}$$

4. Evaluation de la rigidité en translation de la fondation k_x , par exemple avec :

$$k_x = \frac{8}{2-\nu} G r_u$$

G est le module de cisaillement et ν le module de poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon :

$$k_\theta = \frac{K_{fix}^*(h^*)^2}{\left(\frac{T}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fix}^*}{K_x}}$$

$$r_\theta = \left(\frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G}\right)^{1/3}$$

Où : k_θ est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective :

$$\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\left(\frac{T}{T} \right)^2 - 1 \right) \right]^{0.5}$$

Où μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée à la fin de calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{eff} = a_1 \left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$$

Où β_{eff} est en pourcentage et :

$$a_1 = c_c \exp \left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_\theta} \right)$$

$$a_2 = c_c \left(25 \log \frac{h}{r_\theta} - 16 \right)$$

$$c_c = 1.5 \frac{e}{r_u} + 1$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0

$$\beta_0 = \beta_r + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3}$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnés du spectre doivent être corrigées par le facteur RRS. [18]

I.6. CONCLUSION :

Dans ce travail de recherche bibliographique m'a permis d'enrichir mes connaissances acquises et une compréhension du comportement sismique d'un pont.

«L'interaction sol structure» n'a pas une grande influence pour les ponts qui se trouvent dans un site rocheux ou ferme.



CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque tous les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE:

Notre ouvrage représente un passage supérieur de la nouvelle liaison autoroutière Mostaganem a l'autoroute Est – Ouest projeté au PK4+430du projet au sud –est de la ville de Mostaganem. Il porte une voie communale et assure la continuité de réseau routier en reliant la RN90A au CW3.

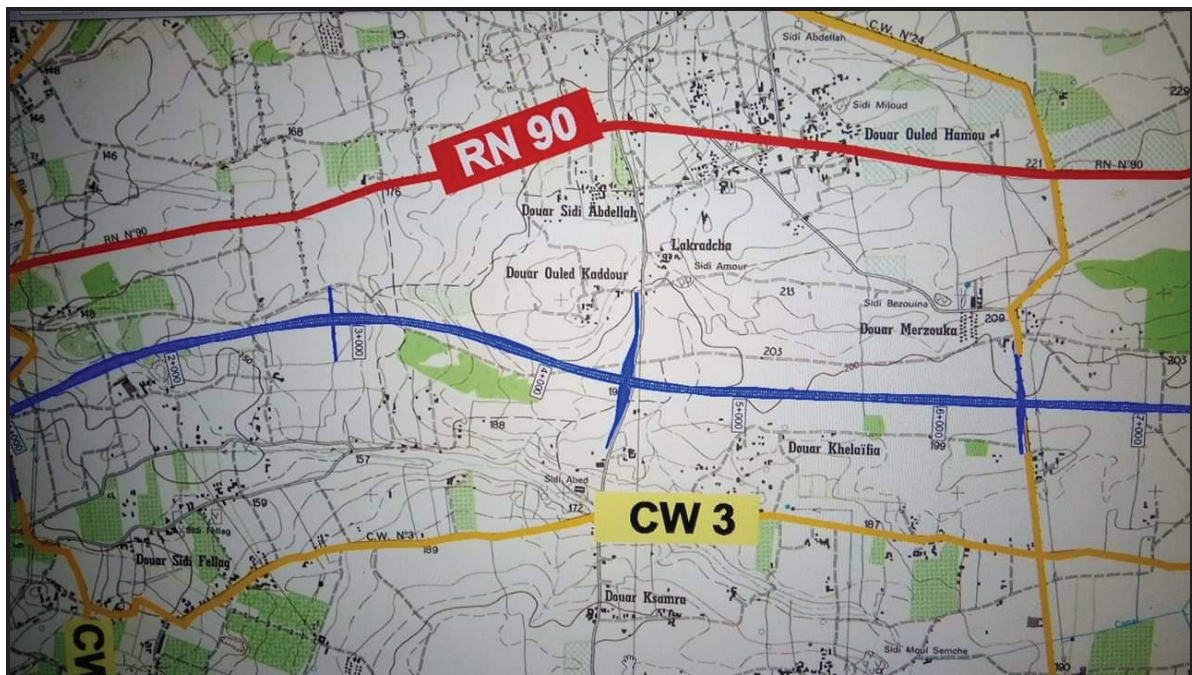


Figure II. 1. Localisation de l'ouvrage

II.3.LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1.LES DONNEES NATURELLES :

Les données naturelles sont les éléments relatifs à l'environnement qui influencent l'ouvrage projeté, Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.3.1.1. LES DONNEES GEOTECHNIQUES :

II.3.1.1.1. LES ESSAIS IN SITU :

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués sur site et les résultats sont présentés en annex01 partie 01

- ❖ Le sondage pressiométrique montre que les caractéristiques géotechniques de la couche Superficielle sont bonnes, à partir de 2m, on retrouve un grès calcaire puissante ($P_l > 02 \text{ bar}$) ce qui conduit à envisager des fondations superficielles pour l'ensemble des appuis.
- ❖ Les différentes lectures du niveau piézométrique dans le forage SC-07, effectuées depuis son installation n'ont permis de mettre en évidence aucun indice de présence d'eau à la côte final du forage, à savoir 20m de profondeur, comptés à partir de la côte des terrassements actuels.

II.3.1.1.2. LES ESSAIS AUX LABORATOIRES :

La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans un tableau récapitulatif donné ci-dessous, les résultats, les diagrammes et les feuilles de calculs des essais réalisés sont donnés en annexe 01 partie 02.

Tableau II. 1 : résultats des essais de laboratoire

Référence Sondage	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Analyse granulométrique			Valeur au bleu	Compression Simple	Analyses Chimiques des Sols				
		W (%)	Gd (t/m3)	Gh (t/m3)	Sr (%)	< 2mm (%)	< 80µ (%)	< 2µ (%)	VBS	RCS (bars)	Sulfates (%)	Chlorure (%)	Carbonate (%)	MO (%)	
OA 4 SC-07	02,50-03,00											0,206	0,18	14,08	3,86
	03,60-04,00			2,36							44,7				
	05,75-06,00			2,11							12,1				
	15,00-20,00	1	1,59	1,60	3	100	6	MI	0,05			0,231	0,14	8,68	0,91

II.3.1.1.3. CONCLUSION :

Les essais en laboratoire montrent un état du sol très dense avec un sol est classé non agressif et non organique, d'où aucune disposition particulière n'est nécessaire lors de la confection du béton .

II 3.2. LES DONNEES SISMIQUES :

Notre ouvrage se situe dans la wilaya Mostaganem, elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008) en Zone II a (Sismicité moyenne).

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.2. Accélération de la zone A

Zone \ GROUPE	I	IIa	IIb	III
01	0.15	0.25	0.30	0.40
02	0.12	0.20	0.25	0.30
03	0.10	0.15	0.20	0.25

Les coefficients sismiques horizontal et verticale :

$$K_h = A = 0.20.$$

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

II. 3.3. LES DONNEES CLIMATIQUES :

En vertu de la situation géographique de wilaya sur la côte méditerranéenne on adopte la variation de température uniforme conformément au RCPR :

En Algérie du Nord +35°C et -15°C.

II.3.4. LES DONNEES TOPOGRAPHIQUES :

La topographie peut parfois fortement conditionner l'implantation des appuis dont découle également le choix de la structure du tablier. Notre site de construction présente un terrain plat et accessible.

II.4. LES DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

II.4.1. TRACER EN PLAN:

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale voisine de 51.4m.

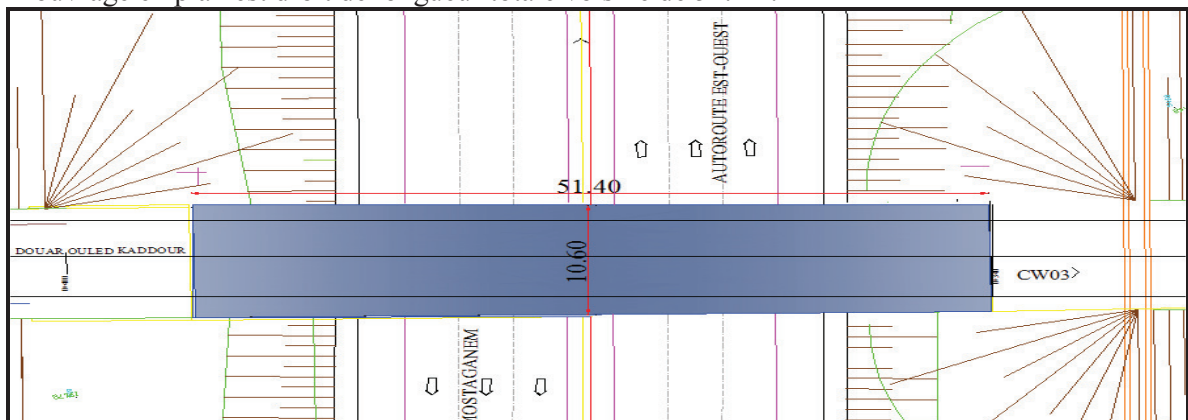


Figure II. 2 Vue en plan.

II.4.2. PROFIL EN LONG :

Longitudinalement, l'axe de la voie portée présente une pente de 0.03% , Le pont traverse une autoroute, son gabarit n'est pas conditionner par les contraintes naturelle mais par des contraintes fonctionnelles.

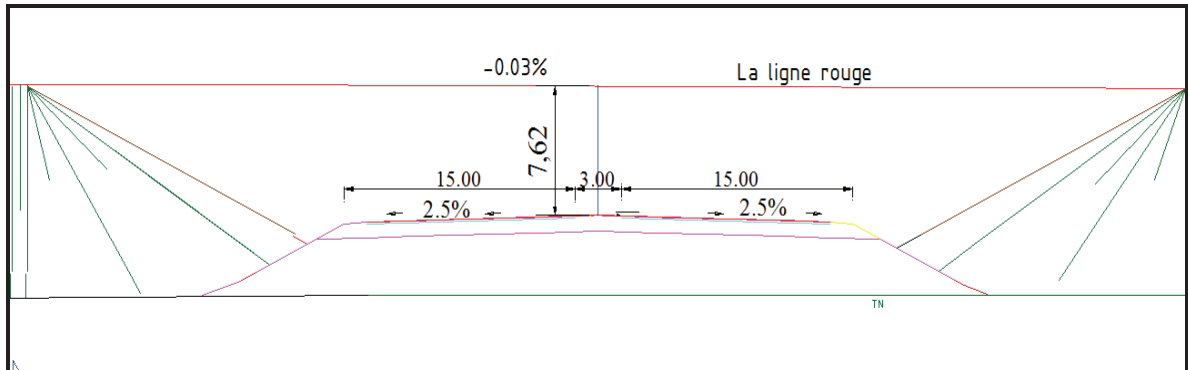


Figure II. 3. Profil en long

II. 4.3. PROFIL EN TRAVERS :

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

- Largeur rouable $L_r = 7.6$ m.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies. (3.30 m chacune)
- Le dévers : 2.5 % en toit.
- Largeur des trottoirs : $l_r = 1,50$ m chacun.
- Largeur utile : $L_u = 10.88$ m
- Largeur rouable : $L_R = 7.6$ m
- Largeur chargeable : $l_c = 6.6$ m

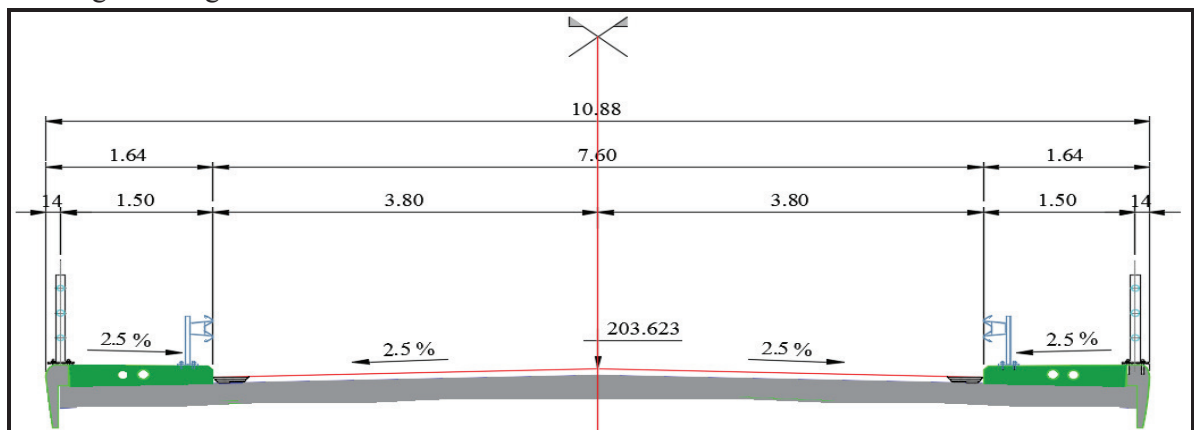
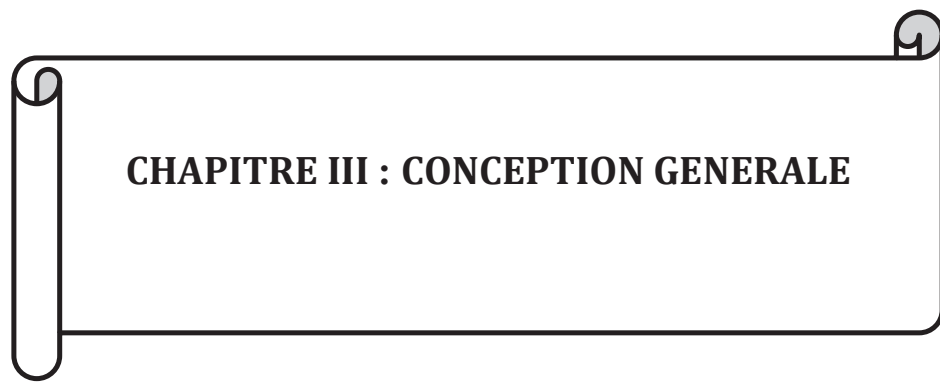


Figure II. 4. profil en travers

II.5.CONCLUSION :

Après avoir rassembler tous les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivant de conception, Ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.



CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III. CONCEPTION GENERALE :

III.1. INTRODUCTION :

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en prenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles et des exigences esthétiques et de durabilité.

Après le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il faut définir les solutions qui apparaissent les meilleurs, et retenir en fin, une seule qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

III.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :

Le choix de type d'ouvrage résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite principalement.

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- La nature de l'obstacle franchi (oued, route).
- Les positions possibles des appuis.
- L'ouverture de l'ouvrage (portée modeste, grande ou très grande)
- Le gabarit à respecter (passage sur une autoroute, un chemin de wilaya, une voie ferroviaire, ...)

Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée.

NB : Nous referons dans le pré dimensionnement aux documents guides de SETRA.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :

Les trois variantes qu'on a proposées sont :

III.3.1. VARIANTE 01 : PONT DALLE EN BETON PRECONTRAINTE.

Les ponts dalles représentent la grande majorité des passages supérieure d'autoroute. Ils constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueurs variant de 15 m à 60m, avec des portées unitaires maximales de vingt-cinq mètres environ(25 m). [2]

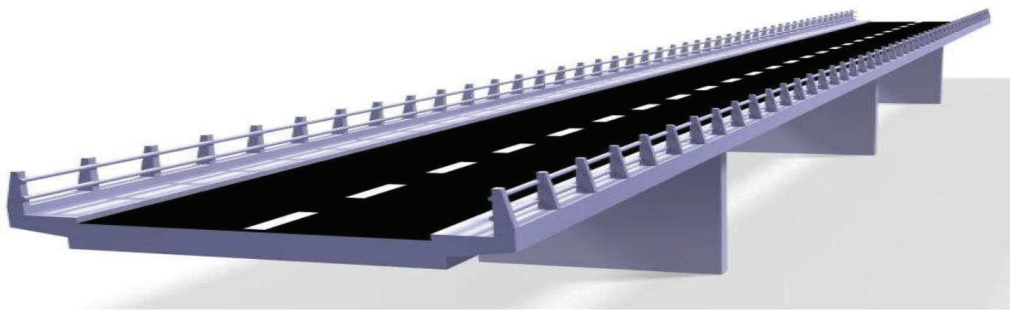


Figure III.1. Perspective du pont dalle

III.3.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 01 :

L'ouvrage sera composée de deux travées de portée égale à $L=25\text{m}$, le tablier sera constitué d'une dalle a encorbellement latéraux armé transversalement et précontrainte longitudinalement par des câbles généralement filants d'un about a l'autre.

III.3.1.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

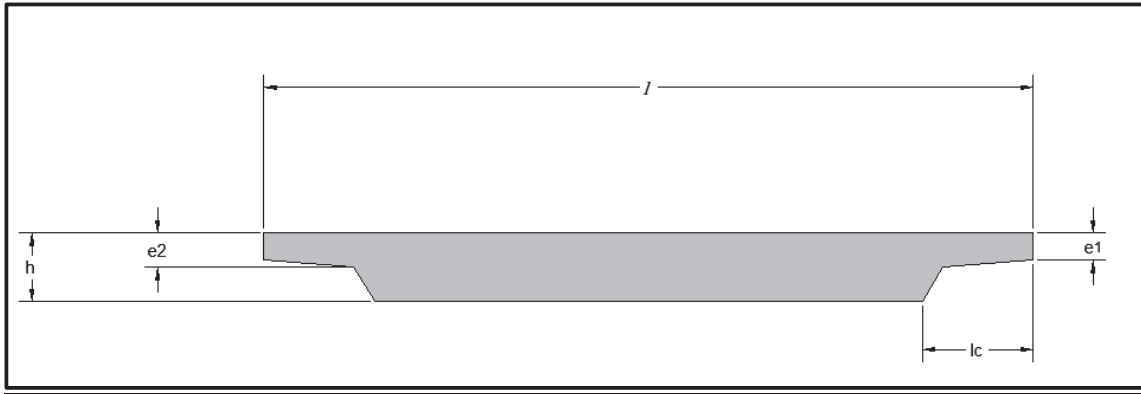


Figure III.2. Section transversale de la dalle.

- **La dalle** : Epaisseur totale de la dalle, de façon générale l'épaisseur économique dépend de la porte : $h \approx L/25. \Rightarrow h=1.00 \text{ m}$.

En ce qui concerne l'**encorbellement** : leur largeur individuelle est fixée au quart de la largeur totale, leurs épaisseurs sont déterminées de façon à permettre :

- ✓ Une disposition convenable des armatures de précontraintes.
- ✓ Un positionnement des encrages de la précontrainte dans les sections d'abouts.

- **Largueur de l'encorbellement l_c** : $l_c \approx l/8$

Avec l : Largeur de la dalle $l=10.60 \text{ m} \Rightarrow l_c=1.32 \text{ m}$.

- **Epaisseur de l'encorbellement e_1** : $0.25\text{m} < e_1 < 0.50\text{m} \Rightarrow e_1=0.40 \text{ m}$
- **Epaisseur de l'encorbellement e_2** : $0.35\text{m} < e_2 < 0.65\text{m} \Rightarrow e_2=0.50 \text{ m}$.

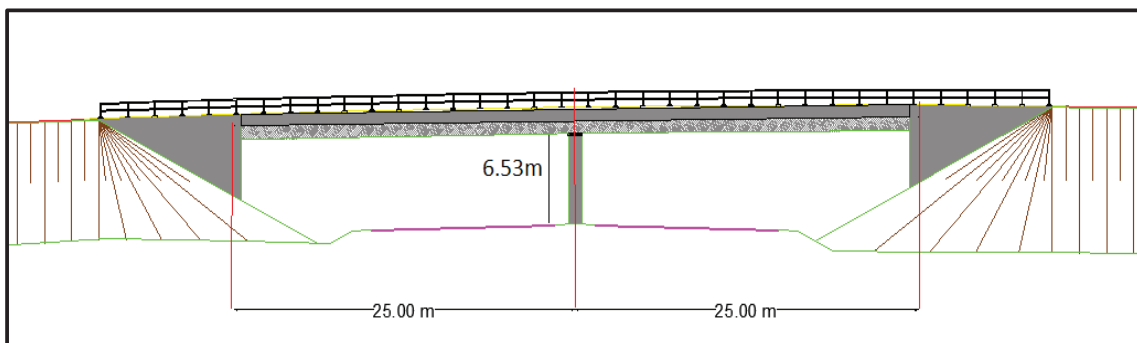


Figure III.3. Vue en élévation de la variante 02.

III.3.1.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 01 :

LES AVANTAGES :

- Minceur et légèreté relative ce qui réduit la charge du poids propre sur les appuis.
- Construction rustique c'est-à-dire le coffrage est simple donc la main d'œuvre est moins importante et pas nécessairement spécialisé dans la mise en œuvre de ferrailage et de la précontrainte.
- Grande réserve de sécurité par ce que la dalle à une grande rigidité horizontale pouvant résister sans trop de dommages aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie.

LES INCONVENIENTS :

- la section de la dalle a un faible rendement géométrique.
- Consommation des grandes quantités de coffrage pour l'étalement de la dalle.

II.3.2. VARIANTE 02 : UN PONT MIXTE BIPOUTRE.

Un pont mixte bipoutre est un pont constitué d'un tablier composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle .La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 mètres.

III.3.2.1 DESCRIPTION DE LA VARIANTE 02 :

Dans cette variante l'ouvrage sera composé d'une seule travée de portée de $L = 50$ m avec un tablier constitué d'une dalle de couverture en béton armée coulée en place dans notre cas par ce que la largeur est inférieure à une quinzaine de mètres, elle assure le rôle de table de compression, Relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (des goujons) , dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres. [4]

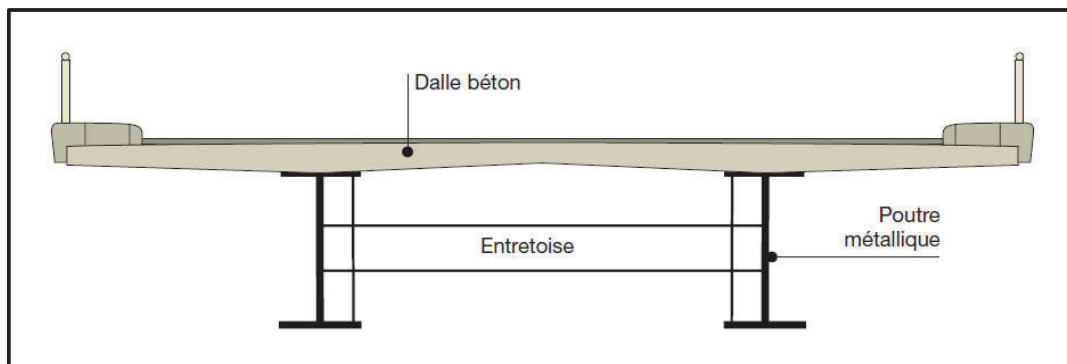


Figure III.4. Composition d'un tablier bipoutre mixte.

III.3.2.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

La dalle : bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal, 30 cm au droit des poutres et 25 cm dans les autres sections avec une largeur égal à 10.60 m.[3]

Entraxe : les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle
=> on prend 5.80 m

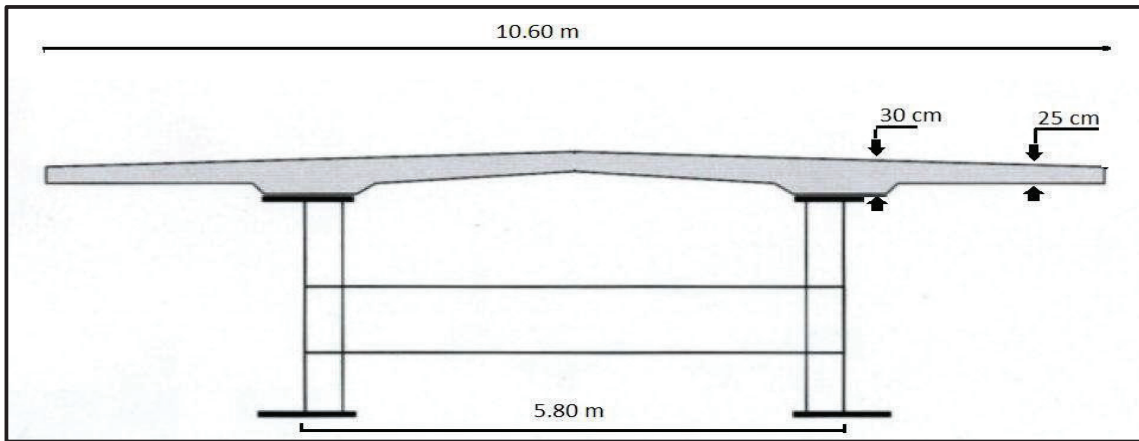


Figure III.5. Section transversale de la variante 02.

Les poutres :

Notre pont à une hauteur constante sur toute leur longueur Cette disposition est en effet la plus économique vis-à-vis de l'exécution des poutres en usine.

❖ **La hauteur des deux poutres :**

$$h = \text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{X}{35} \right)$$

Avec : $\begin{cases} X: \text{la porté d'une travée} \\ L_T: \text{la largeur de la dalle.} \end{cases}$

$$h = \text{Max} \left(\frac{50}{28} \left(\frac{10.6}{12} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{50}{35} \right)$$

$$h = \text{Max}(1.69; 1.80) \Rightarrow H = 1.80\text{m}$$

❖ **Largeur de la semelle inférieure b_{inf} :**

$$b_{\text{inf}} = \left(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{L_T}{150} \right)$$

Avec : $\begin{cases} X: \text{la porté d'une travée} \\ L_T: \text{la largeur de la dalle.} \end{cases}$

$$b_{\text{inf}} = 906 \text{ mm}$$

❖ **Largeur de la semelle supérieure b_{sup} :**

$$b_{\text{sup}} = b_{\text{inf}} - 0.1 \text{ (cas d'un tablier a deux voie)} \Rightarrow b_{\text{sup}} = 806 \text{ mm}$$

- **Epaisseur de la semelle supérieure** : $20 \text{ mm} < t_{\text{sup}} < 50 \text{ mm} \Rightarrow t_{\text{sup}} = 30 \text{ mm}$
- **Epaisseur de la semelle inférieure** : $20 \text{ mm} < t_{\text{inf}} < 50 \text{ mm} \Rightarrow t_{\text{inf}} = 40 \text{ mm}$
- **Epaisseur de l'âme** : $10 \text{ mm} < t_w < 22 \text{ mm} \Rightarrow t_w = 20 \text{ mm}$.

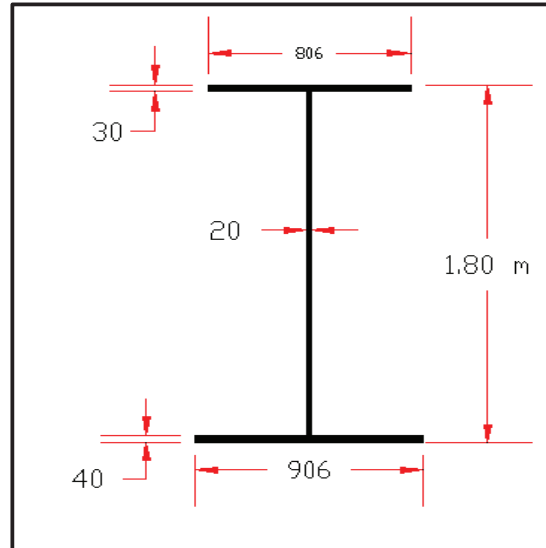


Figure III.6. Section de poutre métallique

Pour un largeur de tablier strictement inférieur 13 à 14 m .on prévoit une **Entretoise** : de type IPE 600 tous les 8 mètres.

IPE 600 avec les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} H = 600 \text{ mm} \\ I = 92080 \text{ cm}^4 \\ A = 156 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Type de connecteur : Des goujons :

La disposition des goujons :

Dans les zones à mi- travée, où l'effort tranchant est faible, l'entraxe peut atteindre 800mm, Dans les zones sur appuis, l'entraxe est beaucoup plus faible et peut descendre à 200mm l'entraxe des goujons doit être compatible avec le pas des armatures transversales de la dalle.

Tonnage de charpente : $63 + 0.9 (X)^{1.2} \left(1.34 - \frac{L_T}{40} \right) + 0.25 X$

Avec : $\begin{cases} X: \text{la porté d'une travée} \\ L_T: \text{la largeur de la dalle.} \end{cases}$

Tonnage de charpente = $63 + 0.9 \times (25.7)^{1.2} \times \left(1.34 - \frac{10.6}{40} \right) + 0.25 \times 25.7$

Tonnage de charpente = 117 kg/m² de tablier.

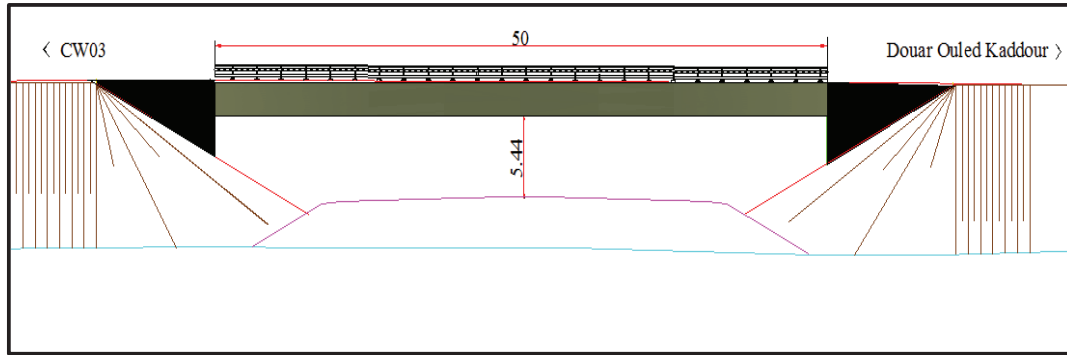


Figure III.7.vue en élévation de la variante 02.

III.3.2.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 02 :

LES AVANTAGES :

- La légèreté du tablier, donc la diminution de la charge sur les fondations.
- Cette variante permet de se Despenser l'appui intermédiaire.
- La consommation optimisée de matériau grâce au rendement mécanique élevé des poutres en I et le choix précis des dimensions.
- La rapidité d'exécution.
- Bonne résistance aux séismes.

LES INCONVENIENTS :

- Entretien périodique contre la corrosion.
- Le risque d'instabilité de forme, exige des vérifications à tous stade de montage.
- Une main d'œuvre qualifiée (soudeurs).
- Le coût de l'acier est très élevé.
- La sensibilité à l'incendie.
- les ouvrages mixtes sont un peu plus souples.

III.3.3. VARIANTE 03 : UN PONT A POUTRES PRECONTRAINTES.

Ce type d'ouvrage est largement utilisé dans la gamme de moyenne porté (20 à 40m), l'ouvrage comporte une succession de travées indépendantes, ou les poutres sont précontraintes par post tension a hauteur constantes Ce type de tablier constitue une des premières applications de la précontrainte.

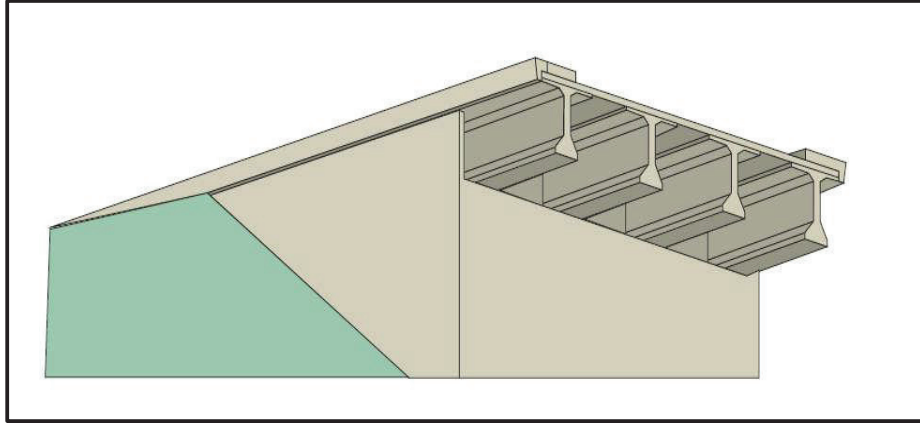


Figure III.8. Morphologie générale de pont type VIPP

III.3.3.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE 03 :

Cette variante comporte deux travées de longueur égales $L=25.7$ m où le tablier est constitué de poutres précontraintes par post tension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place et en béton armé d'épaisseur égale à 25cm. [5]

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

$$N = \frac{l}{\lambda} + 1.$$

Avec l : largeur de la dalle - le débord : $10.6 - 0.65 \times 2 = 9.3$ m.

λ : L'entraxe des poutres fixé à 1.86 m.

On adopte : $N = 6$ poutres.

III.3.3.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

L'élançement :

Il dépend de la portée : $\frac{L}{22} < h < \frac{L}{17}$

=> On prend $h=1.30$ m (la poutre seule).

La table de compression :

La largeur b :

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

$0.7 h < b < 0.9 h$ => on prend $b= 1.00$ m

L'épaisseur e_{tb} :

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

$10 \text{ cm} < e_{tb} < 15 \text{ cm}$ => on prend $e_{tb}= 11\text{cm}$

Le talon :

La largeur l_t :

40 cm $< l_t < 80$ cm on prend $l_t = 44$ cm

L'épaisseur e_t :

10cm $< e_t < 20$ cm on prend $e_t = 18$ cm

L'épaisseur 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 :

On prend $e_{am} = 18$ cm

En voisinage d'appui, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant ce qui conduit à un épaissement d'âme :

On prend $e_{ava} = 32$ cm.

Sur appui, en plus d'effort tranchant important, l'ancrage des câbles de précontrainte impose d'épaissir l'âme pour des raisons liées à la diffusion de la précontraintes et pour permettre de loger les plaques d'encrages :

On prend $e_{asa} = 44$ cm

Gousset : la jonction de l'âme et de la table de compression et assure par un gousset supérieure qui facilite l'exécution ses dimension :

En zone médian : 10 X 10 cm.

En voisinage d'appui : 03 X 03 cm.

Entretoise d'about : elle a une hauteur généralement voisine de de celle des poutres mais elle doit aussi facilite l'accès aux appareils aux appareils d'appui. On adopte alors une hauteur $h_E = 1.00m$ avec une épaisseur de 0.35m.

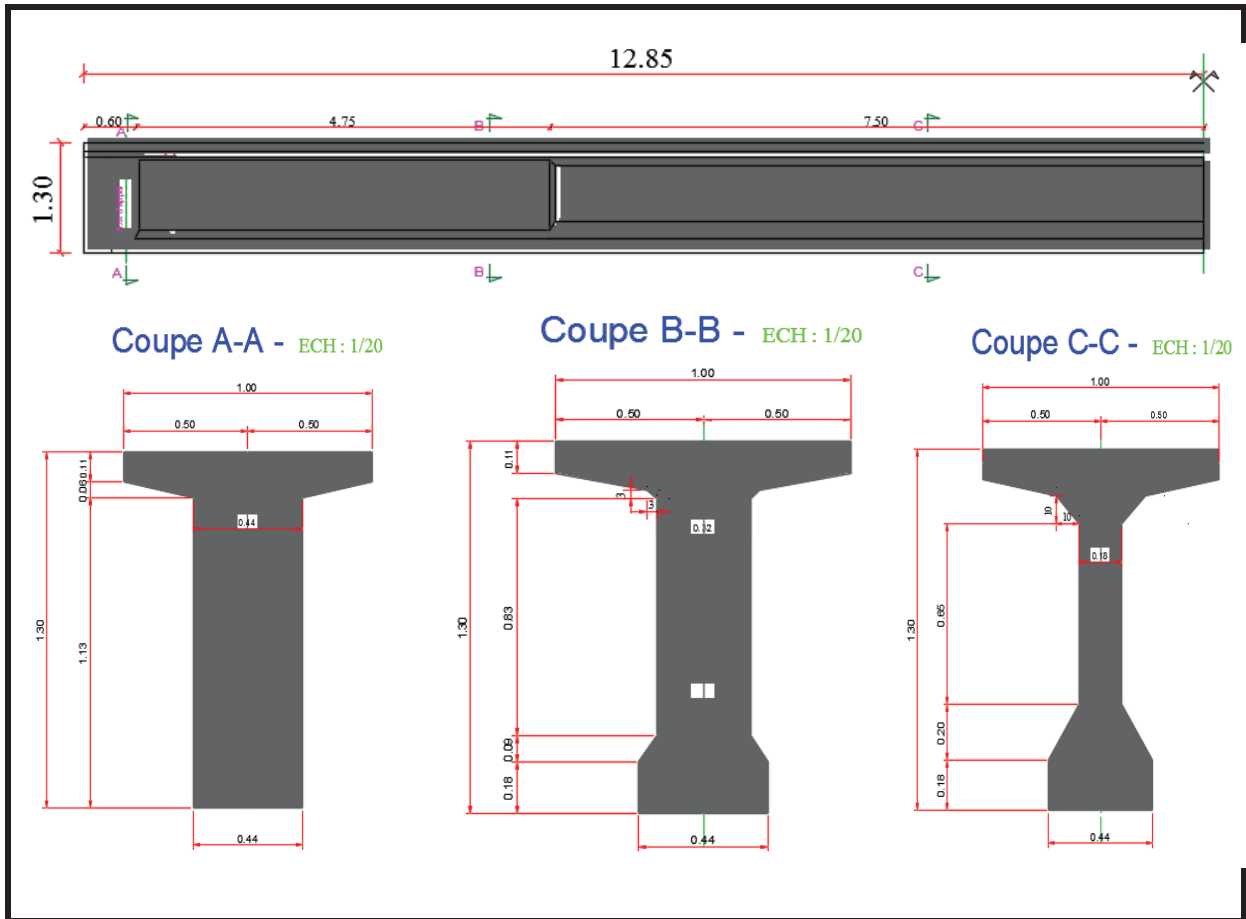


Figure III.9. Différentes sections de la poutre de la variante VIPP.

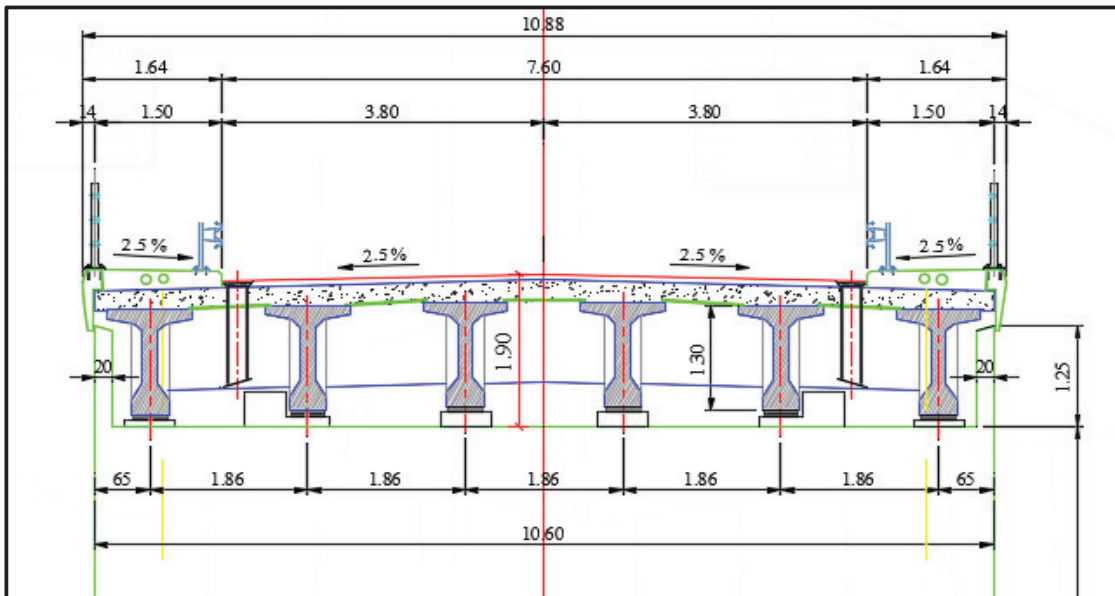


Figure III. 10. sections transversales du tablier de la variante 03.

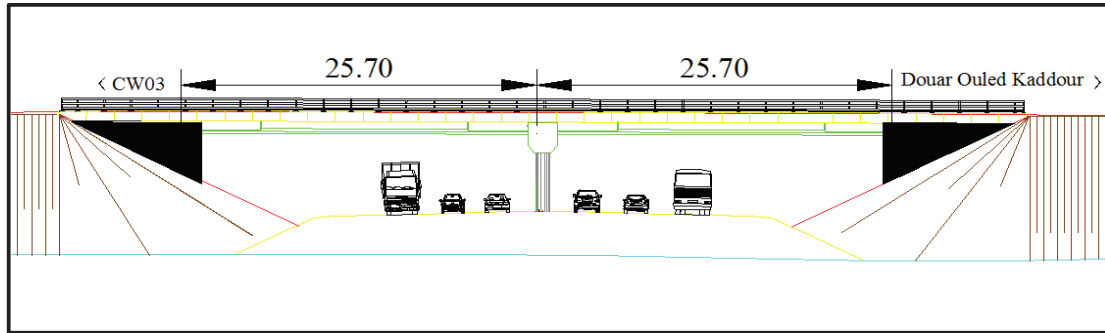


Figure III. 11. Vue en élévation de la variante 03.

III.3.3.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE 03 :

LES AVANTAGES :

- son mode de construction permet d'éviter le recours au cintre s'appuyant sur le sol.
- Réduire le délai d'exécution
- De mieux maîtriser la qualité des poutres.
- Les poutres à un bon rendement mécanique.

LES INCONVENIENTS :

- Le tablier est sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit surtout les poutres de rive.
- Nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique.
- La nécessiter de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la Précontrainte.

III.4. ANALYSE MULTICRITERES :

III.4.1. COMPARAISON DES VARIANTES :

a) Sur le plan technique et de l'exécution :

Pour une gamme de portée moyenne les ponts poutre en béton précontrainte (variante 03) sont les plus adéquats sur le plan technique mais pour des portées importantes le pont mixte bipoutres est très intéressant (variante 01).

Les éléments des ouvrages mixtes sont plus légers que ceux des ouvrages en béton, d'où, la facilité de la mise en place des éléments de bipoutre qui sont plus légers (pour cette caractéristique la 1ère variante est avantageuse).

Les ponts dalle et poutres en béton précontraintes (variantes 01 et 03), en dépit de son principe de construction similaire, la précontrainte, le mode de construction de tablier en poutres préfabriquées offre l'avantage de simplicité et permet de diminuer le délai d'exécution on favorise ainsi la variante 03 pont à poutre en béton précontrainte.

b) Sur le plan économique :

Du point de vue économique la variante pont mixte présente des dépenses de la matière première du transport, montage, et l'entretien. On écarte donc cette variante qui s'avère la plus coûteuse.

c) Sur le plan esthétique :

Le pont mixte bipoutre (variante 01) et pont poutre en béton précontrainte (variante 03) donne une esthétique acceptable, Par contre, le pont dalle en béton précontrainte donnent des ouvrages esthétiquement remarquables, (variante 02) reste la meilleure esthétiquement parlant. Sachant que notre ouvrage est situé à l'extérieure de la zone urbain donc le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix de type d'ouvrage.

d) Sur le plan de l'entretien :

Les ouvrages mixtes nécessitent un entretien régulier contre la corrosion surtout dans c'est le problème majeur de ce type d'ouvrages. Par contre les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu. (Donc la 3^{ème} variante est la plus intéressante sur ce plan)

III.4.2. CONCLUSION :

La solution jugée la plus avantageuse et qui fera l'objet de notre étude est le Pont à poutres précontraintes à travées indépendantes (isostatique).

III.5. CONCEPTION DES APPUIS :

La conception générale des appuis, piles et culées, est basée sur les propriétés Géométriques et mécaniques de l'ouvrage.

III.5.1. CULEE :

III.5.1.1. IMPLANTATION DES CULEES :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des paramètres définissant la position des culées sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III-1- Implantation des culées

Désignation	Culée 1	Culée 2
Pk (douar ouled kaddour vers cw 03)	340	391.42
Hauteur de la culée	12.78	12.78
Ancrage de la fondation	1.58	1.93

NB : les deux culées ont la même hauteur, donc on fait l'étude d'une seule culée. L'Ancrage de la fondation est mesuré à partir de la fibre supérieure de la fondation.

III.5.1.2. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE :

Pour notre projet on choisit une culée remblayée car il y a de remblais d'accès dans les deux côtés de l'ouvrage, ce qui permet de reprendre les efforts du tablier et de soutenir les remblais en même temps.

III.5.1.3. PRE DIMENSIONNEMENT LES ELEMENTS DE LA CULEE :

Une culée remblayée comporte les éléments constructifs suivants :

Un mur de garde-grève : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.

- Hauteur : $H_{gg} = h \text{ dé d'appui} + h \text{ appareil d'appui} + h \text{ poutre} + h \text{ dalle}$
- Épaisseur (couronnement) : $E_{gg} = \max [0.3\text{m} ; H_{gg}/8]$
- Longueur : et celle du tablier $L_{gg} = 10.60 \text{ m}$

NOTE : le calcul de H_{gg} se fait dans le chapitre d'étude de la culée vue qu'on n'a pas encore choisi le type d'appareil d'appui.

Le Mur frontal : C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- Hauteur : $H_{MF} = H_{culée} - H_{gg}$
- Épaisseur : $E_{MF} = 1.40 \text{ m}$.
- Longueur : et celle du tablier $L_{MF} = 10.6 \text{ m}$.

Corbeau : Cet élément est considéré comme un appui pour la dalle de transition et doit être placé suffisamment bas pour libérer l'épaisseur nécessaire du corps de chaussée. Dans notre cas cette profondeur est de 1.30m supportant une chaussée souple.

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. Son épaisseur est de l'ordre de 80cm en recouvrant toute la hauteur de la culée.

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 surmontée par un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

Cette dalle recouvre tout le remblai équivalent à une longueur de 9 m et une largeur de 6m incliné avec une pente de 10%.

On a dimensionné la largeur par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m}, \max (3\text{m}, 0,6H)] = 6\text{m}$$

Semelle sous culée :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui reçoivent les charges à partir du tablier qui sont transmises par les appuis. Dans notre projet on va choisir une fondation superficielle reposent directement sur le sol surmonte un béton de propreté de 10 cm.

- Longueur : 11 m.
- Largeur : 08 m.
- Epaisseur : 1.50 m

III.5.2. PILES :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol support, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction de Mode de construction du tablier et la hauteur de la brèche franchir.

III.5.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT LES ELEMENTS DE LA PILE :

Pour notre projet on va choisir un pile de type voile a une section d'ellipsoïde pour des raisons architecturales. Implanter au niveau de terre pleine centrale de la pénétrante Sur pk 4+ 430

- Hauteur : 8.5 m
- Section (3×1)

CHEVETRE :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux éléments porteurs. Vue que notre pont est droite on va choisi un chevetre rectangulaire.

- Longueur : est celle de la dalle égale 10.60m
- Largeur : égale a 2.10m
- Hauteur : 1.20 m

SEMELLE SOUS PILE :

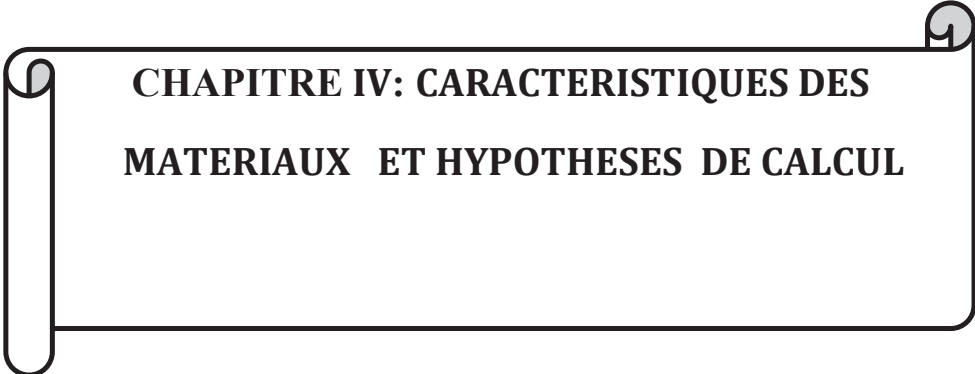
Ses dimensions sont différentes de la semelle sous culée, on adopte une sur largeur de 3 mètre pour les deux coté de voile et de 30 cm dans le sens longitudinale.

- Longueur : 9.20m
- Largueur : 7 m

NOTE : le schéma représentatif des appuis est donné en annexe 2.

III.6. CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conception générale dépend essentiellement des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, comme des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage. Ce choix va être ensuite étudié et vérifié pour d'éventuelle évaluation qui vont être traités dans les chapitres suivants.



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

IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL :

IV.1. INTRODUCTION :

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre l et les caractéristiques des matériaux et, les caractéristiques géométriques des poutres, les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

IV.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS DE POUTRE :

Pour ce volet on valorise les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis. [15]

On utilise la fonction d'Autocad (_massprop) Pour le calcul de centre de 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 :**

$$S/\Delta (\text{brute}) = B \text{ brute} \cdot v'$$

- **Les sections nettes :**

$$B \text{ nette} = B \text{ brute} - 5\% B \text{ brute}$$

$$S/\Delta \text{ net} = S/\Delta \text{ brute} - 5\% S/\Delta \text{ brute}$$

$$I/\Delta \text{ net} = I/\Delta \text{ brute} - 10\% I/\Delta \text{ brute}$$

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

❖ SECTION D'ABOUT:

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

	Sans hourdis	Avec hourdis
Aire Brute B (cm²)	6504	11154
Périmètre (cm)	449.27	671.27
Aire Nette Bn (Cm²)	6178.8	10596.3
v(cm)	71.98	101.38
v' (cm)	58.02	53.62
I_G brut (cm⁴)	10250000	24040000
I_G net (cm⁴)	9225000	21636000
S/Δ brute (cm³)	377362.08	598077.48
S/Δ net (cm³)	358493.98	568173.61
ρ (%)	37.74	39.65

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

❖ SECTION INTERMEDIAIRE :

Tableau IV.2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Sans hourdis	Avec hourdis
Aire Brute B (cm ²)	5409	10059
Périmètre (cm)	461.26	683.29
Aire Nette Bn (Cm ²)	5138.55	9556.05
v (cm)	72.76	105
v' (cm)	57.24	50
I_G brut (cm ⁴)	9260000	22500000
I_G net (cm ⁴)	8334000	20250000
S/ Δ brute (cm ³)	309611.16	502950
S/ Δ net (cm ³)	294130.60	477802.5
ρ (%)	41.11	42.61

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

❖ SECTION MEDIAN :

Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la section médiane

	Sans hourdis	Avec hourdis
Aire Brute B (cm ²)	4376	9026
Périmètre (cm)	471.14	693.14
Aire Nette Bn (Cm ²)	4157.2	8574.7
v(cm)	73.51	109.05
v' (cm)	56.49	45.95
I _G brut (cm ⁴)	8970000	20400000
I _G net(cm ⁴)	8073000	18360000
S/Δ brute (cm ³)	247200.24	414744.7
S/Δ net (cm ³)	234840.23	39007.46
ρ (%)	49.36	45.10

IV.3. CHOIX DE MATERIAUX :

IV.3.1. LE BETON :

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400kg/m³ de ciment CPA.

IV.3.1.1 RESISTANCE EN COMPRESSION :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28} . [13]

$f_{c28} = 40$ MPA Pour le béton de l'hourdis et poutres.

$f_{c28} = 27$ MPA Pour le béton de pile et des fondations.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenu au jour considère :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}, \text{ si } j \leq 28j$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} .

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.3.1.2. RESISTANCE EN TRACTION :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule : [13]

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

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPA Ce qui donne :

$$f_{t28} = 2.70 \text{ MPA} \quad \text{pour le béton l'hourdis et poutres.}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPA} \quad \text{pour le béton de pile, culées et des fondations.}$$

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

IV 3.1.3.CONTRAINTE ADMISSIBLE :

IV.3.1.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION :

$$\text{A L'ELU : } f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b$$

Le coefficient θ est fixé à :

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- ✓ 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

• **A L'ELS :** La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \{0.6 f_{c28} \quad \text{en execution et service.}$$

Tableau. IV.4. Caractéristique des bétons utilisés

Béton	E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	f_{bu} (MPa) (ELU)	σ_{bc} (MPa) (ELS)
			Durable/Accidentelle	service / construction
B40	37619.47	12653.82	22.66/29.56	24
B27	33000	11100	15.3/19.96	16.2

IV.3.1.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION

Selon le cas, la contrainte maximale de traction du béton risque d'être atteinte lors de la construction, de ce fait cette contrainte est limitée lors du calcul de la précontrainte selon la classe II de la précontrainte.

- En situation d'exécution : $0,7 f_{tj}$ dans la section d'enrobage et $1,5 f_{tj}$ ailleurs.

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares : f_{ij} dans la section d'enrobage et $1,5 f_{ij}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : $f_{ij} = 0$ dans la section d'enrobage et $1.5 f_{ij}$ ailleurs.

IV.3.1.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALE DU BETON :

On adopte pour le module de déformation longitudinale du béton une valeur conventionnelle égale à : [13]

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) : $E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3}$ [MPa]

Module de déformation différée (longue durée): $E_{vj} = 3700 (f_{c_j})^{1/3}$ [MPa]

IV.3.1.5. DEFORMATION TRANSVERSALE :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

- **Coefficient de poisson :**

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

$\nu = 0,0$ Pour un béton fissuré.

$\nu = 0,2$ Pour un béton non fissuré

IV. 3.2. LES ACIERS :

IV.3.2.1. ACIERS PASSIFS :

- **La limite d'élasticité :**

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E500 avec une limite d'élasticité **$f_e = 500$ MPA.**

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité des aciers passifs E_s et pris égal à 190000 MPA.

- **Contraintes limites de traction :**

Dans le calcul relatif à l'ELU :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

On introduit un coefficient γ_s :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.5 & \text{situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

Dans le calcul relatif à l'ELS :

Pour les aciers à haute adhérence :

- En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j})$.

Ils sont résumés dans le tableau III.2 :

Tableau IV.5. Contraintes limites des aciers passifs

Etat Limite	Situation	σ_s [MPa]
ELU	durable	435
	Accidentel	500
ELS (Fissuration préjudiciable)	Béton 27	250
	Béton 35	250

IV.3.2.2 LES ACIERS ACTIFS :

Les câbles sont constitués de torons parallèles qui sont à leur tour constitués d'ensemble de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres. Les torons utilisés dans ce projet sont de type T15 de diamètre Φ 15.3mm.[7]

Caractéristique principale des torons :

- Tension minimale de rupture $f_{prg} = 1770$ MPa
- Limite élastique $f_{peg} = 0.9 \times f_{prg} = 1593$ MPa
- Module d'élasticité $E_p = 190\,000$ MPa
- Section droite d'un toron $A_p = 140$ mm²
- Diamètre de la gaine : $\Phi=80$ mm
- Coefficient de relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2.5$ %.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule

suivante : $\{P_0 = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$.

IV.4.REFERENCES ET REGLEMENTS 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.
- Le guide de conception courante en zone sismique (SETRA)
- Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008)
- Béton armé aux états limites (BAEL91) modifié 99

IV.5. HYPOTHESES SUR L'ENVIRONNEMENT :

Environnement : Milieu non agressif.

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 tous en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.



CHAPITRE V: CHARGES ET SURCHARGES

V. 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. EVALUATION DES CHARGES :

V.2. 1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES :

- **Poids de la poutre :**

$$P_{\text{poutre}} = \sum S_i \times L_i \times \gamma_b$$

n : nombre des poutres. S_i : air de la section. L_i : longueur de la section.
 γ_b : poids volumique du béton. Sachant que : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

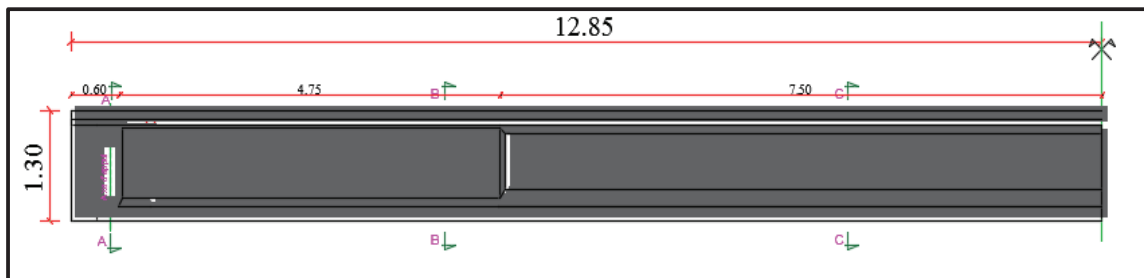


Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre

Section	S1	S2	S3
Longueur (m)	0.6	4.75	7.5
Surface (m ²)	0.6504	0.5409	0.4376
Poids (m ³)	9.76	64.23	82.05

$$P_{\text{demi poutre}} = 9.76 + 64.23 + 82.05 = 155.5 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutres}} : 2 \times n \times P_p = 2 \times 6 \times 155.5 = 1866 \text{ KN}$$

- **Poids du hourdis :**

L'épaisseur d'hourdis est de 25 cm

$$P_{\text{hourdis}} = \gamma_b \cdot h_{\text{hourdis}} \cdot l_{\text{larg}} \cdot l_{\text{long}} = 25 \times 0.25 \times 10.60 \times 25.70 = 1702.62 \text{ KN}$$

Le poids des éléments porteur est de :

$$C_p = P_{\text{poutres}} + P_{\text{hourdis}} \implies C_p = 3568.62 \text{ KN.}$$

V.2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

- **Poids de revêtement :**

e : épaisseur de revêtement. L : largeur de revêtement. γ_{rv} : poids volumique de revêtement.

$$P_{rv} = e \times L \times \gamma_{rv} = 0.08 \times 7.6 \times 24 \times 25.7 = 375.014 \text{ KN.}$$

- **Poids des trottoirs :**

$$P_{tr} = n \times s_{tr} \times \gamma_b = 2 \times 0.3 \times 1.5 \times 25.7 \times 25 = 1156.5 \text{ KN}$$

- **Poids du corniche:**

$$P_{co} = s_{co} \times \gamma_b = 0.0996 \times 25 \times 2 \times 25.7 = 127.986 \text{ KN.}$$

- **Poids de Garde de corps :**

donnée par 01KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée : $P_{gc} = 2 \times 25.7 = 51.4 \text{ kN.}$

- **Poids des glissières de sécurité :**

donnée par 0.6 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée : $P_{gs} = 1.2 \times 25.7 = 30.84 \text{ kN.}$

$$CPP = P_{rv} + P_{co} + P_{gc} + P_{gs} \implies CPP = 1181.74 \text{ KN/ml.}$$

V.2.3. LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE) :

$$G = CP + CPP = 4750.37 \text{ KN}$$

V.3. EVALUATION DES SURCHARGES:

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR [6] et qui sont : A(l), Bc, Br, Bt, Mc120, D240, les surcharges du trottoir St

Pour ces surcharges, « L » désigne la portée de la travée (L=25.7 m) et G le poids total de la travée (G=4750.37 KN).

Note : On se basant sur la description des surcharges développé en annexe 03 on obtient les résultats suivants :

V.3.1. SYSTEME CIVIL A(L) :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{(L+12)} \quad A(l) = 11.85 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau V. 2. Calcul du chargement A(L)

Nombre de voies	a1	a2	A(l) × a1 × a2 (KN/m ²)
1	1	1.06	12.57
2	1	1.06	12.57

V.3.2. SYSTEME B :

V.3.2.1. CAMION Bc:

$$S = Nc. Pc. Bc$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4. \frac{L}{5}}$$

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V. 3. Coefficient de majoration Bc

Nombre de voie charger	Bc	S	δ
1	1.20	720	1.087
2	1.10	1320	1.103

V.3.2.2. TANDEM BT :

$S = Nc. Pc. Bc$

$$\delta_{BT} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Tableau V. 4. Coefficient de majoration Bt

Nombre de tandem	BT	S	δ
1	1.20	320	1.075
2	1.20	640	1.084

V.3.2.3. SYSTEME Br :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{G}{S}} \quad \text{tel que } S=100KN \implies \delta_{Br} = 1.068$$

V.3.3. CONVOI MC 120 :

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

Tableau V. 5. Tableau de la charge MC120

Nombre de voie charger	S	δ
2	1100	1.10

V.3.4. SYSTEME D240 :

La charge totale est de 2400KN

La longueur est 18.6m

La charge surfacique est $\frac{p}{s} = \frac{2400}{(18.60 \times 3.20)} = 40.32 \text{ KN/m}^2$

V.3.5. SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) :

Selon le RCPR On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 KN/m^2 sur la largeur totale des deux trottoirs :

Premier trottoir chargé de largeur = 1.50 m.

Deuxième trottoir chargé de largeur = 1.50 m.

V.3.6. EFFORT DE FREINAGE :

Selon RCPR l'effort de freinage se calcul comme suit (annexe 3).

Freinage du système A(l) : $F = \frac{S}{20+0.0035 \times S}$ $FA = F \times A(l)$

Tableau V. 6. L'effort de freinage H_f

Nombre de voies	A(l) (KN /m ²)	S (m2)	F	FA (KN)
1	12.57	84.81	4.178	52.51
2	12.57	169.62	8.236	103.51

Freinage du système B_c : Les efforts de freinage développés par B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique d'où $FB = bc \times P$ avec $p = 300$ KN et $bc = 1.20 \implies F_B = 360$ KN

V.4. COMBINAISON D'ACTIONS :

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

Tableau V.7. Les coefficients multiplicateurs des actions.

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

V.5. CONCLUSION :

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



CHAPITRE VI : CALCUL DES SOLLICITATIONS

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

VI.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC RSAP :

Nous utiliserons Autodesk robot structural Analysis professionnel (2011) pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M, T) en chaque point du tablier.

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

Étant donné que l'ouvrage est isostatique comportant deux travées identiques et indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm reposant sur 06 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.

Note : les étapes de la modélisation de tablier présenter en [annexe 04](#)

• Modélisation du tablier :

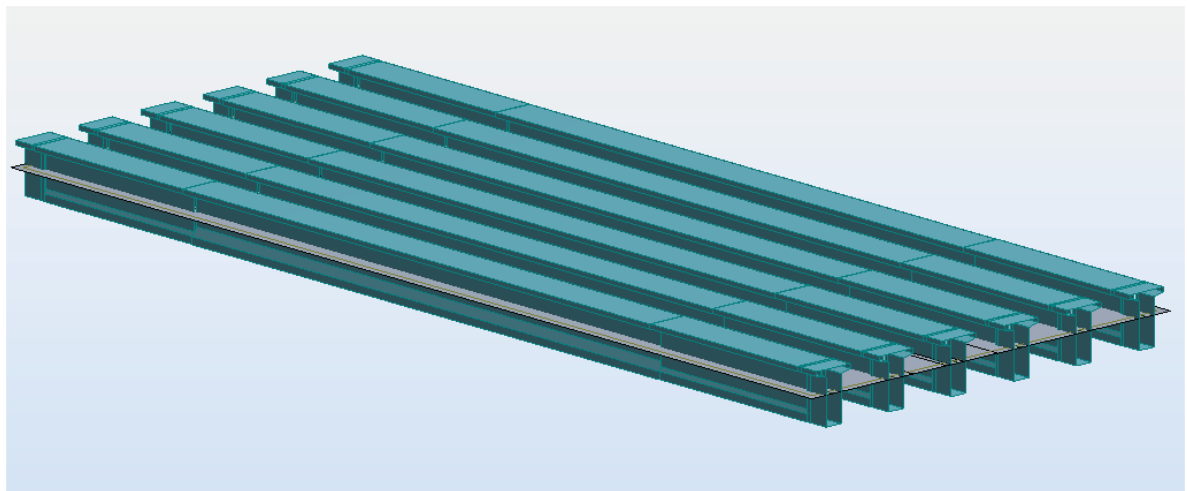


Figure VI. 1. Modèle numérique du tablier

CHAPITRE VI : CALCUL DES SOLLICITATIONS

Tableau récapitulatif des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique :

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

Chargement	Moment (MN.m)	Effort tranchant (MN)
Poids propre	1.66	0.29
CCp	0.62	0.13
Charge permanente	2.28	0.41
St	0.069	0.016
A1 (2voies chargées)	1.13	0.216
Bc (2voies chargées)	0.81	0.22
Mc120	1.38	0.31
D240	1.26	0.40

Après toute combinaison faite :

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

Combinaison	Moment max (MN.m)	Effort tranchant (MN)
ELU : 1.35G + 1.6 (A12v+St)	4.74	0.83
ELU : 1.35G+1.6(Bc2v+ St)	4.72	0.62
ELU : 1.35(G+Mc120)	4.82	0.89
ELU : 1.35(G+D240)	5.26	1.023
ELS : G + 1.2 A12v+ St	3.52	0.62
ELS : G + 1.2 Bc2v+ St	3.49	0.619
ELS : G + Mc120	3.57	0.66
ELS : G + D240	3.89	0.75

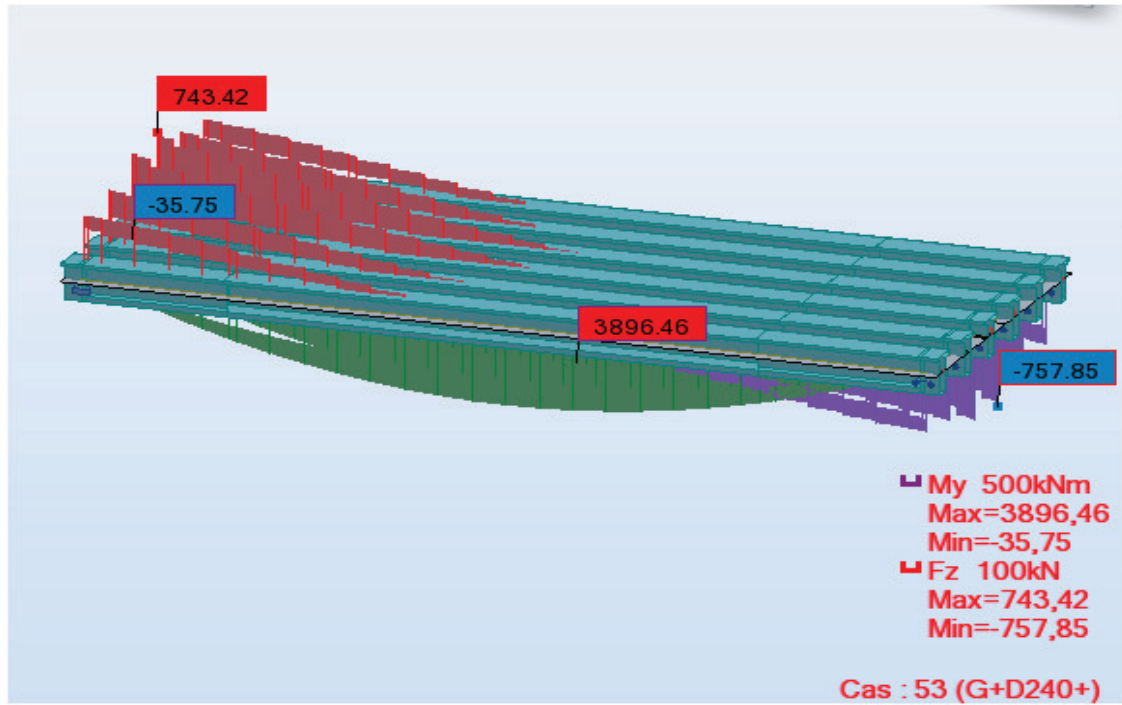


Figure VI. 2. Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP

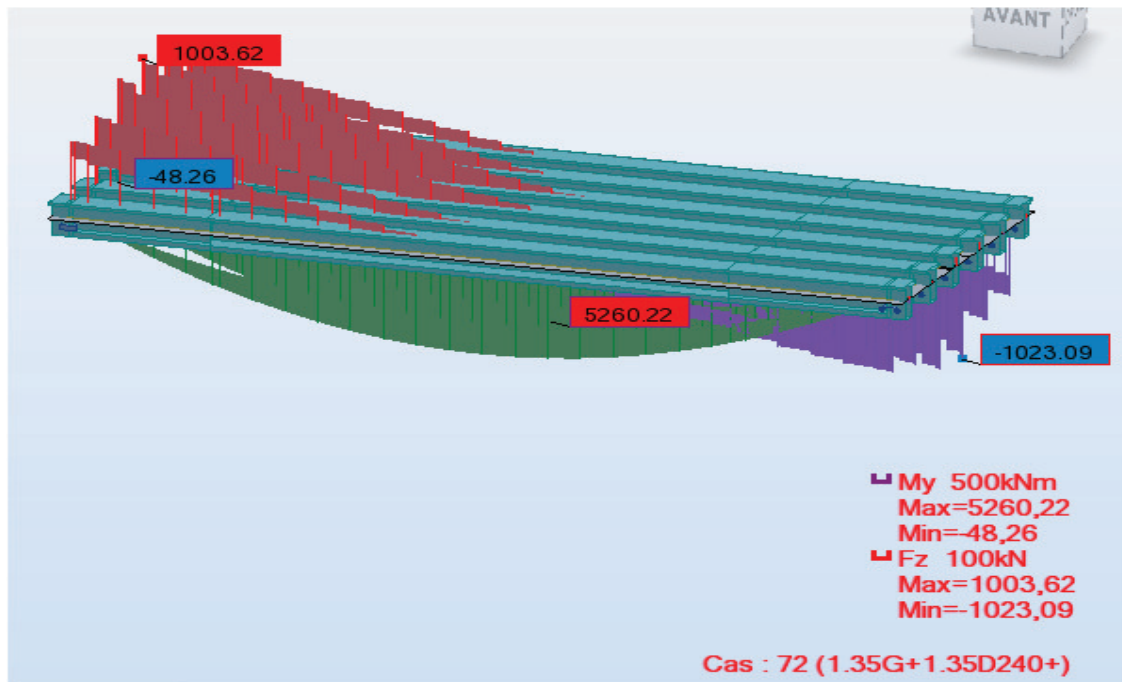


Figure VI.3. Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP



CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

VII.1. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT :

Le béton résiste mieux en compression qu'en traction, le but du béton précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte.

VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Le dimensionnement de la précontrainte revient à calculer le couple P et e pour pouvoir Déduire le nombre de câbles nécessaire.

Nous allons utiliser les caractéristiques des sections en IV.2. et les caractéristiques de câbles en IV.3.2.2.

VII.2.1. HYPOTHESES :

- **CLASSE DE LA PRECONTRAINTE SELON BPEL :**

Pour cet ouvrage nous allons considérer une précontrainte de classe II caractérisé par ces contraintes limites qu'il faut respecter l'or de calcul de la contrainte de précontrainte. [8]

En phase d'exécution (phase 1 et 2 et 3): $\bar{\sigma}_{bt} = -0.7 \text{ ftj}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ fcj}$

En phase service (phase 04) : $\bar{\sigma}_{bt} = - \text{ftj}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ fcj}$

- **SOLLICITATION :**

Tableau VII. 1. Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte

Résultats de la modélisation	
M _{gp} = moment fléchissant max de poutre seul	0.86 MN.m
M _M : Moment fléchissant max sous G + D240 (MN .m)	3.89 MN.m
M _m : Moment fléchissant min sous G+1.2 BTV2+ST (MN.m)	0.013MN.m
V _M : effort tranchant max sous G+D240 (MN.m)	0.75MN
V _m : effort tranchant min sous G+1.2 BTV2+ST	0.51 MN

VII.2.2. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE :

- **VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE**

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

PI: c'est la force minimale en section sous critique.

PII: c'est la force minimale dans en section sur critique.

Section sous critique :

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \bar{\sigma}_{bt1} + \frac{1}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{\rho \cdot h}$$

Section sur critique :

$$PII = \frac{MM + \frac{1}{v'} \bar{\sigma}_{bt1}}{v' + \rho \times v - d'}$$

$$P_{\min} = \max [2.29, 3.42] \implies P_{\min} = 3.42 \text{ MN.}$$

$$P_0 = \min (0.8 \times f_{prg} \times A_p ; 0.9 \times f_{peg} \times A_p) = 2.38 \text{ MN}$$

- **NOMBRE DES CABLES :**

$$\text{on suppose les pertes a 25 \% } N \geq \frac{P_{\min}}{0.75 P_0} \implies N = 2 \text{ cables.}$$

VII.2.3. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES :

La vérification se fait selon les quatre étapes et pour chaque étape on vérifie les contraintes par les relations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (\mathbf{p} \times \mathbf{e}_0 - \mathbf{M}) \times \frac{V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (\mathbf{p} \times \mathbf{e}_0 - \mathbf{M}) \times \frac{V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour chaque phase on ne doit pas dépasser les contraintes admissibles en traction et en compression. Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque phase :[8]

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 2. Vérification des contraintes pour les différentes phases de la précontrainte

Désignation	Etape 01 (après 7 jours)	Etape 02 (après 28 jours)	Etape 03 (après coulage de la dalle)	Etape 04 (en service)
f_{c7} (MPa)	26.49	40	40	40
f_{t7} (MPa)	2.19	03	03	03
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1.53	-2.1	-2.1	-03
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-3.28	-4.50	-4.05	-4.50
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15.89	24.00	24.00	24.00
ΔP %	10	20	20	25
e_0 (m)	0.58	0.58	0.94	0.94
M (MN.m)	0.86	0.86	1.665	3.896
P (MN)	2.14	3.81	3.81	3.57
σ_{sup} (MPa)	2.48	0.21	0.75	5.21
σ_{inf} (MPa)	8.03	19.74	5.21	0.97
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES :

VII.3.1. SECTION D'ABOUT :

Nous disposons les câbles afin d'obtenir des forces de précontrainte qui coïncident avec le Centre de gravité de la section d'about.

on calcule la moyenne de la position de centre de gravité d'une section nette d'about de la poutre seule et le centre de gravite de meme section avec hourdi.pour positionner le premier cable et On fixe un espacement entre les deux plaques d'encrage de $E=0.4$ m qu'est la position de deuxième câbles.

La plaque d'encrage choisi en fonction de nombre des torons : de dimension $(A \times B) = (0.2 \times 0.24)$ m, on respectant la distance entre les deux plaque d'encrage.

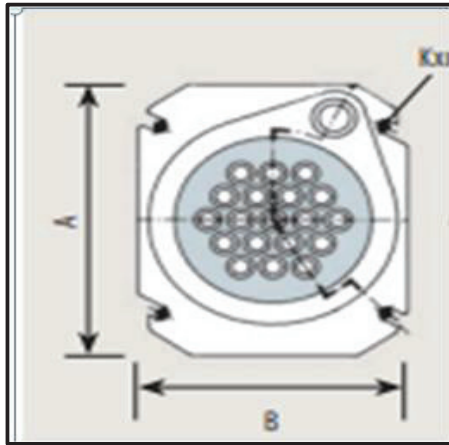


Figure VII. 1. La plaque d'encrage

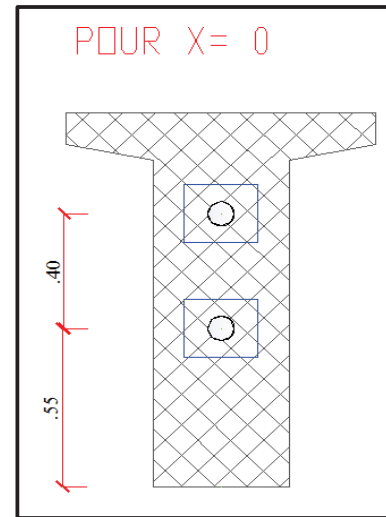


Figure VII. 2. Disposition des câbles à l'about

VII.3.2. SECTION MEDIANE :

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante:

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

- L'espace horizontal e_H entre les câbles : $e_H \geq \Phi$ avec : $\Phi = 8$ cm le diamètre de la gaine soit : $e_H = 12$ cm.
- Espace vertical e_v entre les câbles : $e_v \geq \Phi$ soit $e_v = 8$ cm

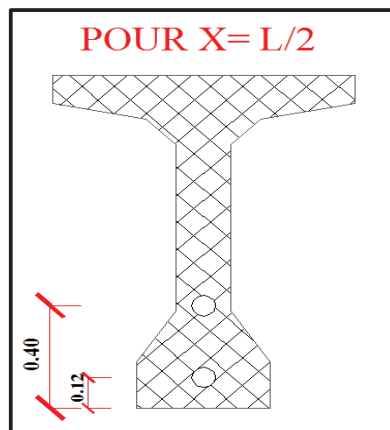


Figure VII. 3. Disposition des câbles à mi- travée

VII.3.3. DETERMINATION 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 :

$$\text{Arcsin} \frac{(VM - V)}{p} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \frac{(Vm - V)}{p}$$

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

h : hauteur de la poutre + hourdis.

$\bar{\tau} = [0.4 \cdot ftj \cdot (ftj + \sigma_x)]^{0.5}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service

$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$B_{\text{nette}} = (P+d) - n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$ La section nette (calculer par autocad)

La largeur nette $b_n = b_0 - m \cdot \phi$ avec $m = 1$: nombre de gaines par lit.

Tableau VII. 3. Etapes de calcul des angles de relevages pour Les deux câbles.

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (Mpa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	V (MN)	$\alpha = \sin^{-1} \frac{(VM - V)}{p}$	$\alpha = \sin^{-1} \frac{(VM + Vm)}{p}$
0.36	1.10	3.57	3.24	2.74	1.22	-7.59°	29.02°

Après le tracer on obtient :

$\alpha_1 = 4^\circ$ (pour le câble le plus bas de la section d'about).

$\alpha_2 = 5^\circ$ (pour le câble le plus haut de la section d'about).

VII.3.4. ALLURE DES CABLES :

Le schéma suivant décrit l'allure des câbles constitués d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale parabolique, dans l'âme de la poutre, un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. Le développement des équations de câblage est détaillé en annexe 05 partie 01.

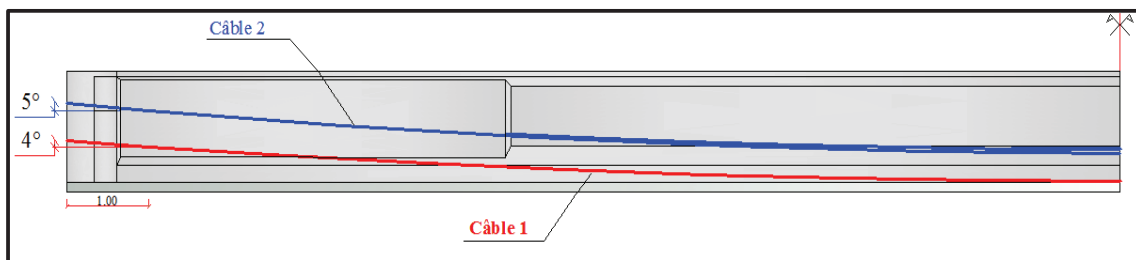


Figure VII.4. Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre

VII.4. CALCUL DES PERTES :

Les pertes de précontraintes peuvent être rangées sous deux catégories :[7]

VII.4.1.LES PERTES DE TENSION INSTANTANEEES :

Se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont dues à :

- ✓ Au frottement de câble $\sigma_{\phi}(x)$
- ✓ Recul à l'ancrage $\Delta\sigma_g$
- ✓ Déformation du béton σ_e .

Le calcul Les pertes de instantanées tension instantanées $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\phi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pi}$

VII.4.2.LES PERTES DIFFERES :

Se produisent dans un temps plus au moins long après la mise en tension. Elles sont dues a :

- ✓ la relaxation des aciers $\Delta\sigma_{rel}$
- ✓ Au retrait du béton $\Delta\sigma_r$
- ✓ Au fluage du béton $\Delta\sigma_n$

Le calcul des pertes différés : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$

VII.4.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES:

Le détail de calcul des pertes instantanées et différés sont représentés en annexe05 partie02, le tableau suivant résume les pertes globales.

Tableau VII. 4. Récapitulatif des pertes totales

Type de perte	Désignation	Pour X = L/2	Pour X = L/2 (% des pertes)
Les pertes instantanées	$\Delta\phi_{\text{frot moy}}(x)$	53.06	3.75
	$\Delta\sigma_g$ recul moy	30.34	2.14
	σ_e defort beton	42.80	3.02
La somme des pertes instantanée	$\Delta\sigma_{\text{inst}} = \Delta\phi(x) + \Delta\sigma_g + \sigma_e$	126.20	8.91
Les pertes différées	$\Delta\sigma_{\text{relax}}$ des aciers	57.79	4.08
	$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$ de béton	38	2.68
	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$ de beton	128.43	9.07
La somme des pertes différé	$\Delta\sigma_{\text{differe}} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$	214.59	15.15
Les pertes totales	$\Delta\sigma_{\text{total}} = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{differe}}$	340.79	24.07

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

VII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES :

Les sections nettes qu'on obtient en soustrayant des sections brutes les vides longitudinales ménagés pour le passage des armatures de précontraintes, ces sections doivent être utilisées pour le calcul aux états limites de service.

Pour ce qui concerne les résultats et la méthode de calcul des caractéristiques géométriques de ces sections, ils sont détaillés en annex05 partie 03

VII.6. JUSTIFICATION DES POUTRES :

Nous allons vérifier, dans cette partie, si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée, (a mis travée).

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,80 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P$$

VII.6.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES L'ELS :

On vérifie que la contrainte normale $\sigma(y)$ est comprise entre les contraintes limites σ_{bc} et σ_{bt} Pour chaque phase lors de l'exécution et en service (combinaison rares), sachant que : [7]

$$\sigma(y) = \frac{p}{B_n} + \frac{Pe_{0+M}}{I_n} y$$

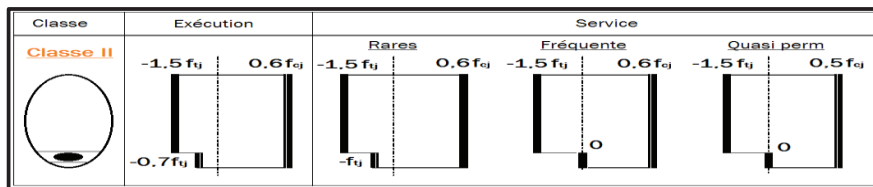


Figure VII.5. Les contraintes limites à respecter.

Un tableau qui résume tous les phases de vérification des contraintes normales à l'ELS est joint en annexe5 partie 04.

VII.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

V_{red} : Effort tranchant réduit

$S(y)$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre

b_n : largeur nette de la section

$$\tau^2 < 0.4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 < 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Puisque $\sigma_x < 0.4 \cdot f_{cj}$ On a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

$$\sigma_x = \frac{p}{B_n} \text{ avec } p = \sum P_i \cos \alpha_i \text{ et } P = n \times p_0 \times (1 - \Delta p)$$

$$\text{tel que } \begin{cases} B_n: \text{ la section nette} \\ n: \text{ le nombre de cable} \\ p_0: \text{ la contrainte de tension a l'ancrage} \\ \Delta p: \text{ la somme des pertes totales} \end{cases}$$

$$\alpha_1 = 4^\circ \quad \alpha_2 = 5^\circ$$

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n b_n} = \frac{0.47 \times 0.24}{0.24 \times 0.36} = 1.30 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = (0.4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x])^{0.5} = (0.4 \times 3 \times [3 + 3.27])^{0.5} = 2.74 \text{ MPA.}$$

1.30MPA < 2.74 MPA Vérifier.

VII.6.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU : [7]

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

σ_x : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$$\tau_u : \text{ Contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{u red} \cdot S(y)}{I_n b_n}$$

$$V_{u red} = V_{ult} - \sum P_i \sin \alpha_i = 1.02 - 0.2 = 0.74 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.74 \times 0.24}{0.24 \times 0.36} = 2.06 \text{ MPA}$$

$$\beta_u = 25.78^\circ \text{ On prend } \beta_u = 30^\circ$$

La deuxième étapes consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée

$$\text{Par : } \frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \text{ avec : } \begin{cases} \tau_u = 2.06 \text{ MPA} \\ f_e = 500 \text{ MPA} \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_{28} = 3 \text{ MPA} \\ b_n = 0.36 \text{ m} \end{cases}$$

$\frac{A_t}{s_t} \geq 5.05 \text{ cm}$ On pose un cadre de HA12 mm $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \implies S_t = 20 \text{ cm}$.

VII.6.4. JUSTIFICATION 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

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}} \cdot S(y)}{I_n b_n} = 2.06 \text{ MPA} \leq \frac{f_{cj}}{6} = 6.67 \text{ MPA}$$

Donc la condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.[8]

VII.7. FERRAILLAGE PASSIF :

VII.7.1. ARMATURES LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE :

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

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}} = \left(\frac{0.1493}{1000} + \frac{0.12 \times 3}{500 \times 1.3} \right) \times 10^4 = 6.08 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 4HA14 $A_S = (6.16 \text{ cm}^2)$.

B_t : Désigne l'aire de la partie du béton tendue

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

N_{bt} : La résultante d contraintes de traction correspondantes.

f_{tj} : contraintes de traction du béton.

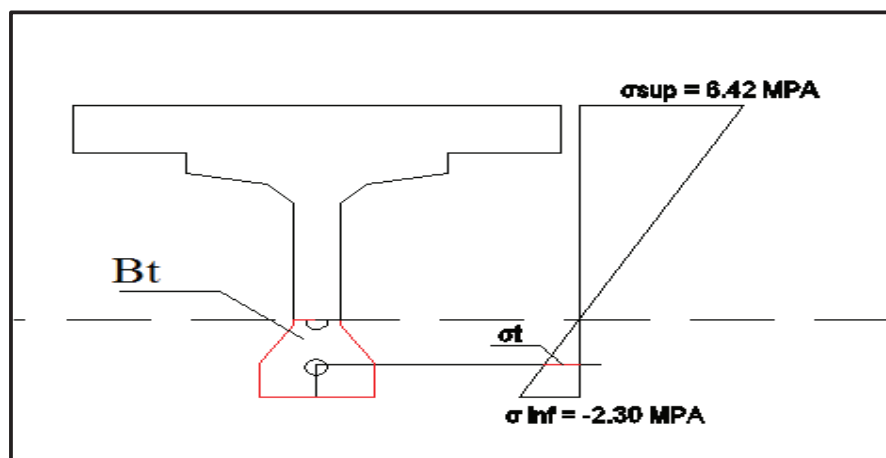


Figure VII.6. diagramme des contraintes à mi travée.

VII.7.2. ARMATURES DE PEAU :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considéré. [5]

VII.7.2.1. LONGITUDINALEMENT :

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0.1\% \text{ section nette de la poutre} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \times 4.7114 = 14.13 \text{ cm}^2 \\ 0.001 \times 4260 = 4.26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_s \geq 14.13 \text{ cm}^2$. On disposera alors 18 HA12 cm^2 sur le périmètre latéral de la poutre préfabriqué à un enrobage minimum

VII.7.2.2. TRANSVERSALEMENT :

2 cm^2/ml de parement mesuré parallèle à l'axe de centre de gravité est placé sur le périmètre de l'âme. Soit un 1 cadre de HA12 (2.26 cm^2) par mètre de parement.

En fibre supérieure, le cadre au-dessus de la table de compression des poutres pour participer à la couture de l'effort de glissement a la jonction poutre – hourdis. Cette couture est complétée par des petits étriers, ancrés dans la table de compression.

VII.7.3. CADRES DE TALON :

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque les 15 cm à l'about et 20 cm en travée. Des adaptations du façonnage des cadres sont nécessaires pour empêcher les déviations en plan des câbles de précontrainte.

VII.7.4. ARMATURES SUPERIEURES DE LA TABLE DE COMPRESSION :

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

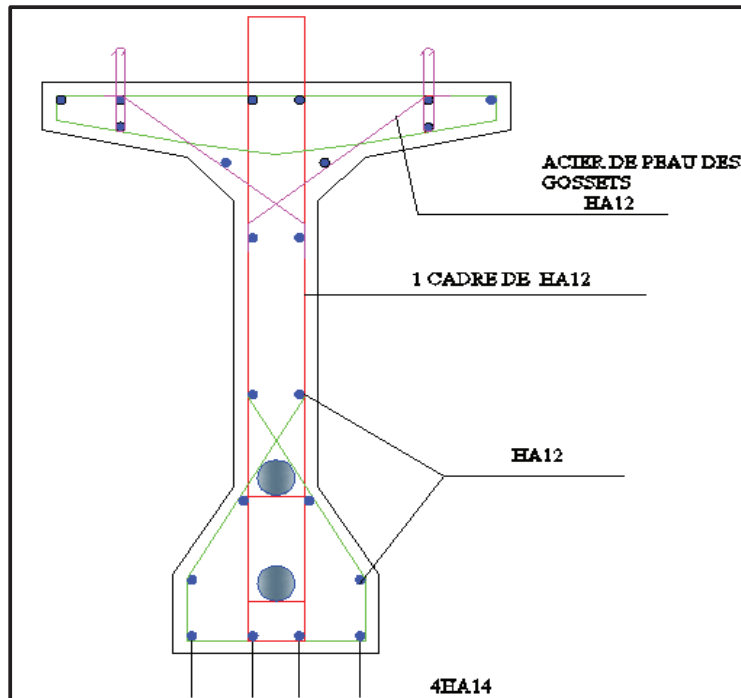


Figure VII.7. Ferrailage de la poutre à mi-travée. [5]

VII.8. 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.

HYPOTHESE DE CALCUL :

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

PRINCIPE ET ETAPES DE CALCUL :

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant (N_U, M_U) .

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer γ 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 : $M_u \leq \bar{M}_u$

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$. [11]

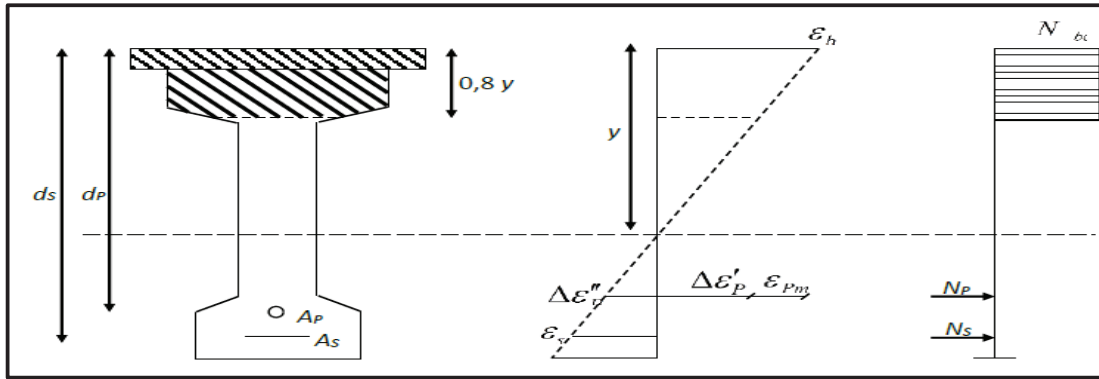


Figure VII. 8. Diagramme de déformation du béton et de l'acier

Après le calcul fait en annexe 05 partie 05 on obtient les résultats suivant :

Pour la vérification, on procède comme suit :

PREMIERE ITERATION : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{N}_u = 9.14 > N_u = 4.76 \text{ MPA}$$

DEUXIEME ITERATION :

on suppose que $\bar{N}_u = N_u$, on cherche B(y) :

Ce qui donne pour la valeur de $\bar{N}_u = 4.73 \text{ MN} \approx 4.76 \text{ MN}$

$$\bar{M}_u = 7.28 \text{ MN} > M_u = 5.26 \text{ MN}$$

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. JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D'ABOUT :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte. [9]

VII.9. 1.ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION :

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

Une zone d'équilibre général situé à la distance $l_r=h$ (ou b) de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

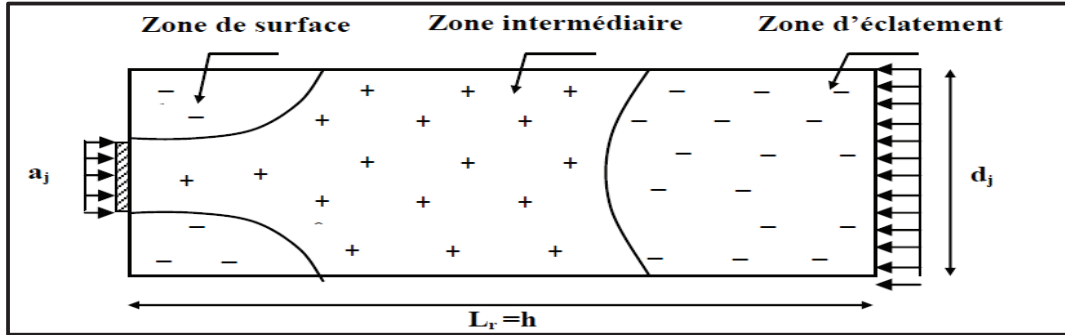


Figure VII. 9 .Zones de concentration des contraintes

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j

$$d_{j1} = \min(2d_1, d_2) = 0.40\text{m.}$$

$$d_{j2} = \min(d_2, 2d_3) = 0.40\text{m}$$

$$d_{\min} = 0.40\text{m} \quad a_{ij} = 0.24 \text{ m}$$

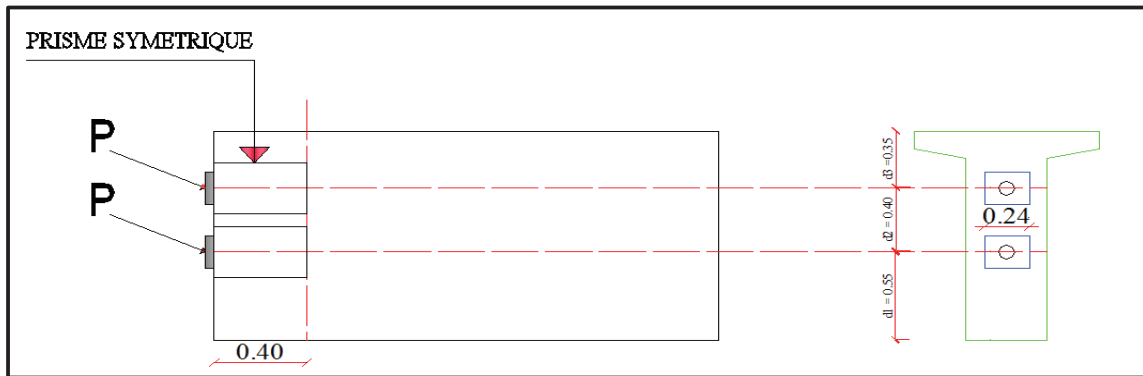


Figure VII. 10. Première zone de régularisation

VII.9.1.1. ZONE DE SURFACE :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_S à l'arrière des ancrages, à distance d'enrobage des parements donnée par la formule :

$$A_S = 0.04 \max \frac{P_{j0}}{\sigma'_s}$$

P_{j0} : représente la force à l'origine de l'ancrage par câble.

$$P_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 2.38 \text{ MN}$$

$$\sigma'_s = \frac{2}{3} \times f_e = 333.33 \text{ MPA.}$$

Plan vertical:

$$A_S = 0.04 \times \frac{2.38}{333.33} = 2.85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 01 cadres HA14 (} A_S = 3.08 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Plan horizontale :

$$A_S = 0.04 \times \frac{2 \times 2.38}{333.33} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 02 cadres HA14 (} A_S = 6.16 \text{ cm}^2 \text{)}$$

VII.9.1.2. ZONE D'ECLATEMENT :

Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{tej} doit vérifier ; $\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{Pj0}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$

Au 7^{ème} jour : les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{t7} = 2.19 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.40}\right) \times \frac{0.5 \times 2.38}{0.44 \times 0.40} \leq 1.25 \times 2.19$$

$$\sigma_{tej} = 1.35 \text{ MPA} \leq 2.74 \text{ MPA vérifiée.}$$

Au 28^{ème} jour : les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{t7} = 03 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.40}\right) \times \frac{2.38}{0.44 \times 0.40} \leq 1.25 \times 03$$

$$\sigma_{tej} = 2.70 \text{ MPA} \leq 3.75 \text{ MPA vérifiée.}$$

VII.9.1.2.1. FERRAILLAGE DE LA ZONE D'ECLATEMENT :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'encrage, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque encrage.

Plan vertical:

$$A_S = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0.15 \frac{Pj0}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.24}{0.40}\right) \frac{2.38}{\frac{2}{3} \times 500} \\ 0.15 \frac{2.38}{\frac{2}{3} \times 500} \end{array} \right.$$

$A_S = 10.71 \text{ cm}^2$ soit 3 cadre HA16 ($A_S = 12.06 \text{ cm}^2$) disposer sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement

Plan horizontal:

$$A_S = \max \begin{cases} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{b}\right) \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0.15 \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \end{cases} = \max \begin{cases} 0.25 \left(1 - \frac{0.24}{0.44}\right) \frac{2.38}{\frac{2}{3} \times 500} \\ 0.15 \frac{2 \times 2.38}{\frac{2}{3} \times 500} \end{cases}$$

$A_S = 21.42 \text{ cm}^2$ soit 6 cadre HA16 ($A_S = 24.12 \text{ cm}^2$) ces cadre verticaux repartis sont impérativement Continues sur toute la hauteur du panneau et sont reparties de telle sorte que chaque prisme soit traversé par la section le concernant

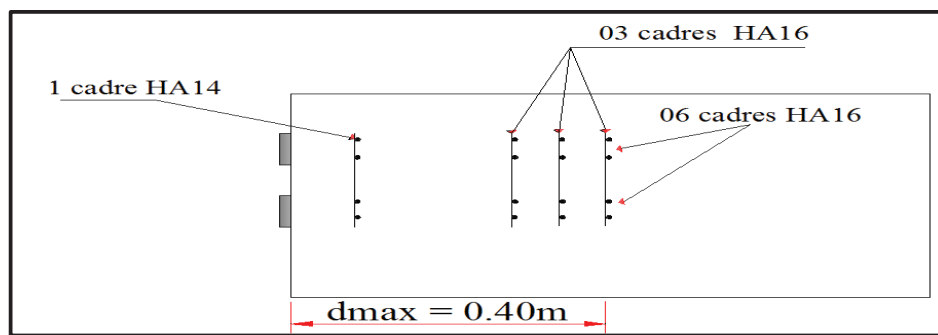


Figure VII.11. Ferrailage de la première zone de régularisation

VII.9.1.3. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{Pj0}{b \times dj} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Au 7^{ème} jour : les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c7} = 26.49$. $\sigma_{mj} = \frac{0.50 \times 2.38}{0.44 \times 0.40} = 6.76 \text{ MPA}$

5.40MPA \leq 17.66 MPA vérifiée.

Au 28^{ème} jour : les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28} = 40 \text{ MPA}$. $\sigma_{mj} = \frac{2.38}{0.44 \times 0.40} = 13.52 \text{ MPA}$

13.52 MPA \leq 40MPA vérifiée.

VII.9.2. ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION

(EQUILIBRE GLOBALE) :

L'about de la 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. [9]

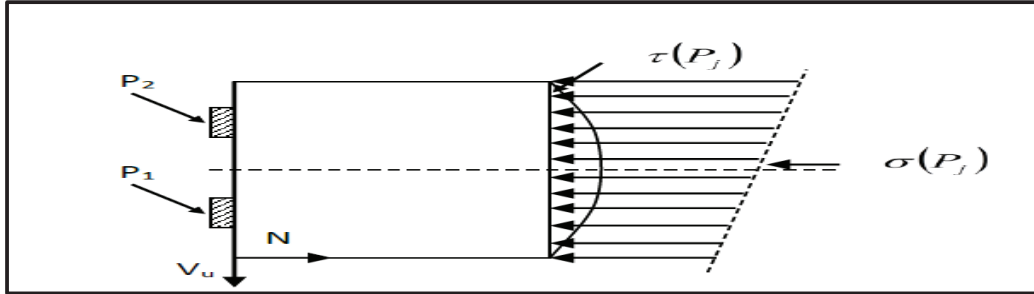


Figure VII. 12. Deuxième zone de régularisation

VII.9.2.1.VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

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

$$\tau_{\max} = \max | \tau_x + \tau | \leq 1,5 f_{tj}$$

Cette vérification est bien vérifiée au 7^{eme} jour, et le détail de calcul est faite en [annexe05 partie 06](#).

VII.9.2.2.FERRAILLAGE COMPLEMENTAIRE :

$$A_c = \frac{(V_{xe \max}) - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

$$\text{Avec : } V_{xe \max} = V_{x \max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \tau_{x \max}} \right)^2 \right] \quad \text{avec : } \text{Avec} \begin{cases} V_{x \max} = 0.655 \text{ MN} \\ \tau_{x \max} = 2.290 \text{ MPA} \\ V_{xe \max} = 0.588 \text{ MN} \end{cases}$$

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

$$N_{tc} = \sum p_i \sin \alpha_i - \frac{b \sum p_i \sin \alpha_i}{I_n \cdot b_n} \int_0^{v'} s(t) dt$$

$$S(t) = b_0 \cdot t \left(v' - \frac{t}{2} \right) = 0.44 \cdot t \left(0.718 - \frac{t}{2} \right)$$

$$s(t) = -0.22 t^2 + 0.316 t = 0.113$$

$$N_{tc} = 0.457 \text{ MN}$$

$$A_c = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On } A_s + A_e = 15.14 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_c < A_s + A_e$ pas d'armatures d'ancrage complémentaires.[9]

VII.10.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.[9]

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

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

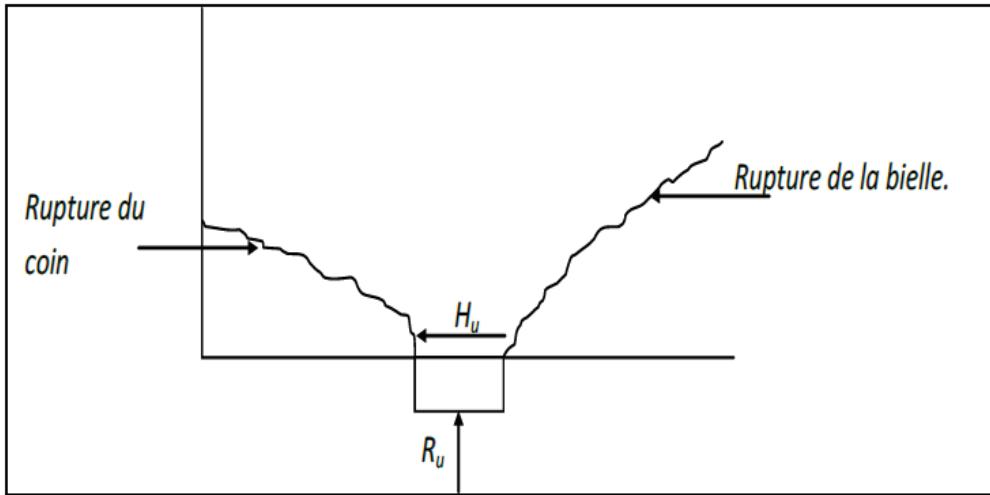


Figure VII. 13. Schéma de la zone d'appui

VIII.10.1. EQUILIBRE 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 : $\Sigma P_i \sin \alpha_i$; $\Sigma P_i \cos \alpha_i$

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépassé l'angle d'application β_u donnée par la formule.

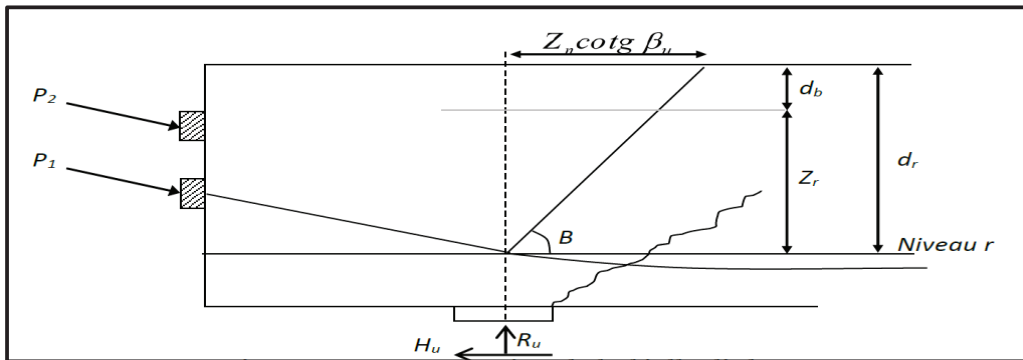


Figure VII. 14. Représentation de la bielle d'about

$$R_u = 1.35 V_g + 1.6(V_{Bc} + V_{St}) = 1.02 \text{ MN}$$

$$H_u = 10\% V_g = 0.1 \times 0.15 = 0.015 \text{ MN}$$

$$P(i \text{ bar}) = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) \times A_p = 2.83 \text{ MN} \\ \frac{f_{prg} \times A_p}{1.15} = 2.58 \text{ MN} \end{array} \right. \Longrightarrow P(i \text{ bar}) = 2.83 \text{ MN}$$

$$V_{ured} = R_u - \sum p_i \sin \alpha_i = 0.74 \text{ MN}$$

$$\tau_{ured} = \frac{V_{ured} S}{I b_n} = 2.06 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu \text{ red}} = \frac{\sum p_i \cos \alpha_i}{B_n} = 3.27 \text{ MN}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}} = 1.25 \text{ MN} \Longrightarrow \beta_u = 25.78^\circ$$

On pose $\beta_u = 30^\circ$

Recherche du niveau r :

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \cotg \beta_u$$

$$1.79 \text{ MN} \geq 0.51 \text{ MN}$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1 et la fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau d_r .

Vérification des armatures transversale :

Dans cette partie on vérifie si les armatures transversale qui vérifient l'effort tranchant sont suffisante pour reprendre les efforts à l'appui ou pas :

Si $Z_r \geq Z$ la section d'acier est suffisante.

Si $Z_r \leq Z$ la section d'acier n'est pas suffisante est majorée par les coefficients Z / Z_r à partir sur la longueur $Z_r \cotg \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui.[9]

$$d_b = \frac{h}{10} = 0.13 \text{ m}$$

$$d_r = h - y_{\text{cable}} = 1.30 - 0.55 = 0.75 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 0.62 \text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 0.86$$

D'où $Z_t \leq Z$ la section déjà calculer pour l'effort tranchant doit être majorée par Z/Z_r placé sur la longueur $Z_r \cotg \beta_u$ à partir de l'appui $A'_t = \frac{Z}{Z_r} . A_t = 1.38 \times 2.26 = 3.13 \text{ cm}^2$

Soit 4HA14 ($A'_t = 3.14 \text{ cm}^2$)

VII.11. CONCLUSION :

La maîtrise de la précontrainte est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.



CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA DALLE

VIII. ETUDE DE LA DALLE :

VIII.1. INTRODUCTION :

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

VIII.2. ETUDE DE LA FLEXION :

La dalle présente une largeur de 10.60 m et une épaisseur de 25cm, et s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de 1.86 m.

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

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

VIII.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

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

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

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

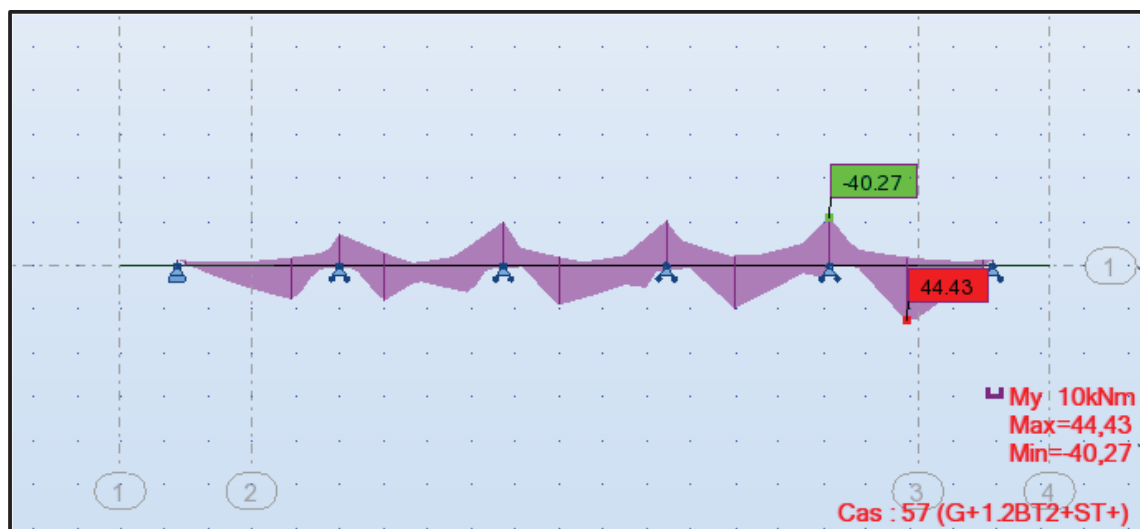


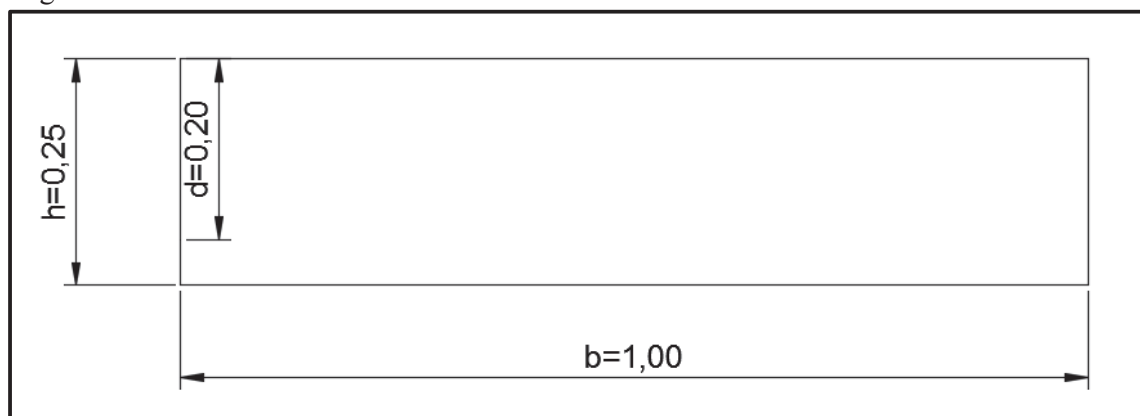
Figure.VIII. 1.Le diagramme de M_y maximale dans le sens transversale.

D'après les résultats obtenus le moment utilisé pour calculer de ferrailage dans le sens transversal de la dalle égale a 44.43KN.m pour la nappe inferieure et 40.27 KN.m pour la nappe supérieure

VIII.3.1. FLEXION LOCALE:

VIII.3.1.1. FERRAILLAGE

Vu que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.25m de hauteur.



Figures VIII. 2 Section d'étude du ferrailage de la dalle.

D'où pour le dimensionnement on suit les étapes suivantes [13]:

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

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

Avec : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x z$ et $z = d - \frac{x}{3}$ $x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$

$$\sigma_{bc}=0,6 f_{c28}= 24 \text{ Mpa.}$$

$$(0,5f_e; 110\sqrt{n}) = \max (250 ; 207,31)=250 \text{ MPA.}$$

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 normalisé.

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

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

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

	ELS	
	Sur appuis	En travée
Mser (MN.m)	0.04443	0.04027
X	0.111	0.111
Z	0.163	0.163
\bar{M}_1 (MN.m)	0.217	0.217
Aser (cm ²)	10.90	9.88
Amin(cm ²)	2.76	2.76

VIII.3.1.2. DISPOSITION CONSTRUCTIVE :

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

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 25\text{mm.}[15]$$

VIII.3.1.3. ESPACEMENT DES ARMATURES :

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :

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

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

VIII.3.1.4. CHOIX LES ACIERS TRANSVERSALE :

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	9.88	HA16 tous les 17 cm ($A_S = 12.06\text{cm}^2$)
Nappe supérieure	10.90	HA 16 tous les 17 cm ($A_S = 12.06 \text{ cm}^2$)

Tableau VIII. 3. Choix des armatures transversales

VIII.3.1.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL:

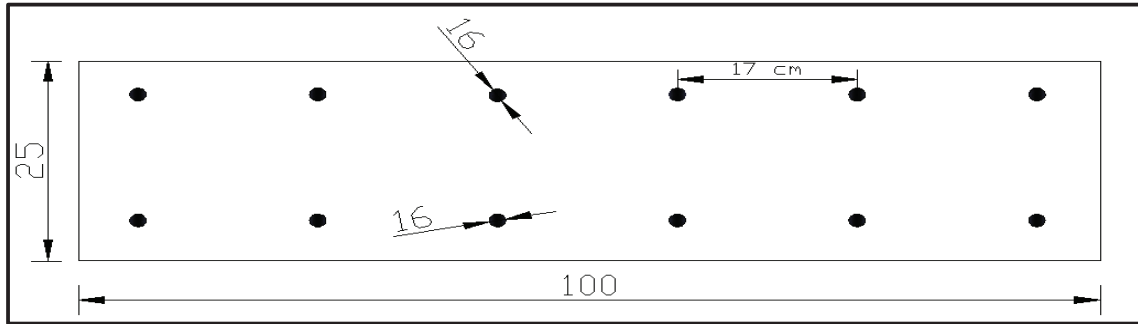


Figure VIII. 3. Schéma de ferrailage transversale de la dalle

VIII.3.2. FLEXION GLOBALE :

VIII.3.2.1. FERRAILLAGE :

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

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

Le ferrailage sur appui : $A_{STR} = 3.63 \text{ cm}^2$

Le ferrailage a mi travée : $A_{STR} = 3.29 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.2. CHOIX LES ACIERS LONGITUDINALE :

Tableau VIII. 4. Choix des armatures longitudinales.

	Section d'acier (cm ²)	Barres
Nappe inférieure	3.29	HA12 tous les 30 cm $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$
Nappe supérieure	3.63	HA12 tous les 30 cm ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

VIII.3.2.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

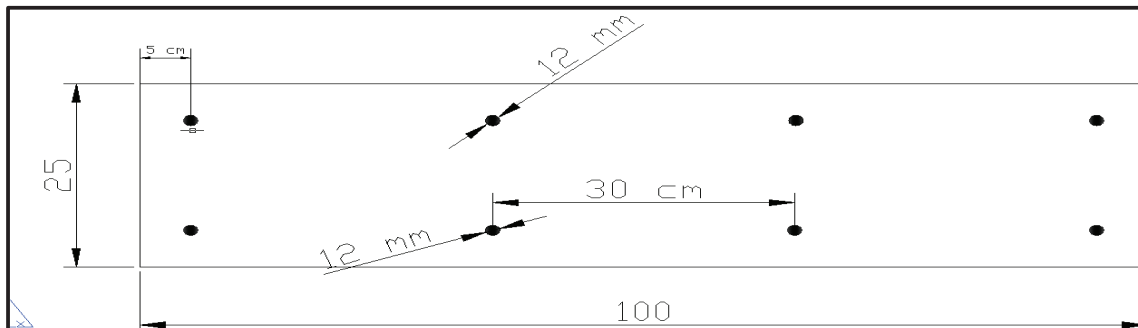


Figure VIII.4. Schéma de ferrailage longitudinal de la dalle.

VIII.4. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT :

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures Transversales, on doit vérifier la condition suivante [13] :

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

Q_u : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P

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

h : Epaisseur de la dalle égale 25cm.

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

$$Q_u = 1.6 P$$

P : charge de la roue (Bc, Bt, Br)

$h_0 = 0.25m$; h_1 (épaisseur de revêtement) = 0.08m. $\xi = 0.75$ pour des revêtements moins résistants

$$U_c = 2(a+b) \text{ tel que : } \begin{aligned} a &= a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ b &= b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{aligned}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 40 \text{ MPA}$$

- Convoi Bc

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

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

- Convoi Bt

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

- Convoi de Br

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

Tableau VIII. 5. Vérification de non poinçonnement

Surcharge	P(KN)	Qu(MN)	Uc (Cm)	$0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$
Bc	60	0.096	2.48	0.744
	30	0.048	2.28	0.684
Bt	80	0.128	3.18	0.954
Br	100	0.160	3.28	0.984

VIII.5. 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 : ETUDE SISMIQUE

IX. ETUDE SISMIQUE :

IX.1. INTRODUCTION :

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être dimensionnant dans certain cas lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne à très forte, d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique.

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

IX.2. CARACTERISTIQUES :

Tableau IX. 1. Caractéristiques sismologiques du site

Classification sismique	Zone IIa: A=0,2 (voir I.3.2)
Groupe du pont	Groupe 02, pont important
Classification du site	S2 site ferme (Déduit à partir du rapport géotechnique)

IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

L'application de la **méthode monomodale** est gouvernée par la vérification des critères Suivants [10] :

➤ Critère n°1 : Masses modales :

« La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Cette condition est vérifiée si

$$M_{pile} < 0,43 M$$

$$186.30 \text{ t} < 408.53 \text{ t}$$

➤ Critère n°2 : Angle de biais :

L'ouvrage étudié est par hypothèse droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- Critère n°3 : Angle de courbure :

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

- Critère n° 4 : Symétrie transversale :

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'exède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal " [10].

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

IX.4. SEISME LONGITUDINAL :

IX.4.1. DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

IX.4.2. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :

Note : les appareils d'appuis ont été dimensionnés au préalable, mais on présentera leur dimensionnement dans un chapitre ultérieur une fois l'étude sismique sera établis pour pouvoir vérifier leur comportement vis à vis l'effort sismique.

- **Raideur de la culée (K_{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 :

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appareil d'appui}}}$$

$$K_{culée} = \infty \implies K_C = K_{appareil d'appui}$$

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

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis élément porteur (6 sur culée).

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

a,b : les dimensions en plan de l'appareil 0,25x0,35.

T : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil T= 0.050 m.

$$K_C = 12.60 \text{ MN/m}$$

- **Raideur de la pile (K_{PILE}) :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts et celle des appareils d'appui.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{voile}} + \frac{1}{K_{appareil pile}}}$$

$$K_{appareil} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{T} \text{ (12 appareils sur pile)}$$

$$K_{appareil} = 25.20 \text{ MN/m}$$

La raideur d'un voile encasté en bas et articulé en tête est calculée selon la RDM par :

$$K_{\text{voile}} = n \times \frac{3xEI}{h^3}$$

n : nombre de voile égale 2 ;

E : module de déformation instantanée de béton $E_{ij} = 33000$ Mpa.

I : moment d'inertie longitudinal d'un voile $I = 0.22$ m⁴

h: hauteur du voile (8.50 m)

$$K_{\text{voile}} = 139.12 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{pile}} = 21.34 \text{ MN/m}$$

- **Rigidité du système (K_{sys}) :**

$$K_{\text{sys}} = 2 K_c + K_p$$

$$K_{\text{sys}} = 46.54 \text{ MN/m}$$

IX.4.3. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\text{sys}}}{K_{\text{sys}}}} = 0,75 \text{ s}$$

IX.4.4. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :

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 (ξ) de l'ouvrage Par :

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

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ($T_1 = 0,15s$; $T_2 = 0,40s$).

S : Coefficient de site ($S = 1,1$).

(ξ): Taux d'amortissement $\xi = 5\%$ ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction ($\eta = 1$).

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.41 \text{ m/s}^2$$

IX.4.5. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE :

$$F_{\text{longitudinal}} = M \cdot S_a(T) = 2285.08 \text{ KN}$$

IX.4.6. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES :

$$F_{\text{longi}} = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} \cdot F_{\text{long totale}}$$

$$F_{\text{long culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long totale}} = 618.70 \text{ KN}$$

$$F_{\text{long pile}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long totale}} = 1047.70 \text{ KN.}$$

IX.4.7. EVALUATION DES DEPLACEMENTS :

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T) = 0.049 \text{ m}$$

IX.5. SEISME 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'autres méthodes de linéaire et non linéaire. Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante vue la géométrie régulière de l'ouvrage [17].

IX.5.1. METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE :

« 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 »

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

$$0,90 < T_i / T_{i+1} < 1,10$$

Où T_i : est la période de la $i^{\text{ème}}$ pile

Les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique : $F_i = M_i S_a(T)$

IX.5.2. DISTRIBUTION DES MASSES ET CALCUL DES RIGIDITES :

- Le déplacement est supposé bloquer sur les culées donc la masse pour les deux travées est divisée en deux tronçons dont la moitié est liée à la culée et l'autre à la pile.
- La rigidité de la culée dans le sens transversal est identique que celle calculée dans le sens longitudinal (même d'appareil d'appuis), mais pour la pile on n'a pas même rigidité (la rigidité longitudinale est faible par rapport à la rigidité transversale).

$$K_c = K_{\text{appareil d'appuis}} = 25.20 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{PILE}} = 7592.41 \text{ MN/m}$$

IX.5.3. VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION :

$$T_1 = T_2 = 2 \pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0,97 \text{ (condition vérifiée)}$$

IX.5.4. EVALUATION DES EFFORTS :

$$\text{pour la pile : } T = 0,97 \quad S_ae(T, \xi) = 2.5 \eta A g S \left(\frac{T_2}{T} \right) \implies S_ae = 2.22 \text{ m/s}^2$$

$$M_{(\text{chevêtre} + \text{un voile})} = 601\,005.99 \text{ kg} \implies F = S_ae \cdot M_{(\text{chevêtre} + \text{un voile})} = 1335.22 \text{ KN.}$$

Pour la culée 1 et 2 : $T = 0.86$ $Sae(T, \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) \implies Sae = 2.50 \text{ m/s}^2$
 $M_{culée} = 237\,518.12 \text{ Kg} \implies F = Sae \cdot M_{(moite \text{ de la masse d'une travée})} = 594.52 \text{ KN}.$

IX.6. SEISME 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:[17]

$$R_i = a b \mu L$$

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet ($a = 5.25$)

b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage ($b_{culée} = 0.31$ et $b_{pile} = 0.89$).

μ : masse linéique du tablier (18483.90 kg/ml)

L : longueur travée (25.70 m)

Note : les valeurs a et b sont tirées à partir des tableaux normalisés.

$$R_{culée} = 773.12 \text{ KN}$$

$$R_{pile} = 4439.21 \text{ KN}.$$

IX.7.L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique:

$$E_1 = E_x + 0,3 E_y + 0,3 E_z$$

$$E_2 = 0,3 E_x + E_y + 0,3 E_z$$

$$E_3 = 0,3 E_x + 0,3 E_y + E_z$$

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

Tableau IX.2. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.

Appui	E_x (KN)	E_y (KN)	E_z (KN)	E_1 (KN)	E_2 (KN)	E_3 (KN)
Culée 01	618.71	594.52	773.12	1 029.01	1 012.07	1 137.09
Pile	1047.66	1 335.22	4439.21	2 779.99	2 981.28	5 154.08
Culée 02	618.71	594.52	773.12	1 029.01	1 012.07	1 137.09

IX.8. CONCLUSION

Les résultats de l'étude sismique ont une grande importance dans le dimensionnement des appareils d'appuis et la vérification de leurs stabilités, en plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.



**CHAPITRE X : ETUDE DES DEFORMATIONS
ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS**

X. ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

X.1. INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est le dimensionnement des équipements nécessaires de l'ouvrage tel que les appareils d'appuis, les dés d'appuis, les joints de chaussées et le système d'évacuation, corniche et plot parasismique. Le dimensionnement de ces derniers nécessite un calcul de déformation qu'on présentera premièrement dans ce chapitre.

X.2. CALCUL DES DEFORMATIONS :

Le tablier du pont subissant plusieurs phénomènes de déformation (flèches, rotations, déplacements horizontaux et verticaux) qui sont dus principalement au poids propres, effet de la précontrainte, charges de construction et d'exploitation.

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul des déformations obtenu par logiciel robot et la méthode de MOHR Le détail du calcul est présenté en annexe 6 partie 01 .

Tableau X .1.Bilan de déformation

Fleche	
A vide	En charge
0.35cm	3.45 cm
Rotation	
A vide	En charge
0.003 rad	0.0072 rad
Déplacement	
Courte durée	Longue durée
1.55	1.23

D'après les résultats on a flèche en charge = 3.45cm < flèche admissible = $\frac{1}{300} = 8.25$ cm

X.3. LES APPAREILS D'APPUIS :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre.

Parmi plusieurs types existants on choisit des appareils d'appui en élastomère fretté. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation

X.3.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

Les dimensions de l'appareil d'appuis retenu sont résumées dans le tableau et le schéma ci-après ; se référer à l'annexe 6 partie 02 pour le détail de dimensionnement.

L'appareil d'appui choisit est de dimensions (250 x 350 x 65) mm³

Donc : 250× 350 ; 4(10+3) ; 2×5 [12]

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

Dimension	Valeur (mm)
a	250
b	250
e	5
t _i	10
t _s	3
T _b	65
T _q	50

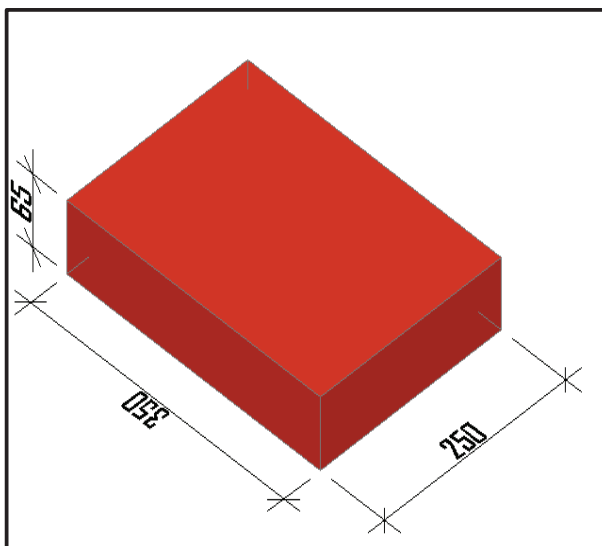


Figure X.1.dimension de l'appareil d'appui.

X.3.2. VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI

Conformément au RPOA, Ces types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type le détail et dans l'annexe 6 partie 03

- Résistance à la compression.
- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement. [10]

X.4. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX SUR LES APPUIS :

Dans cette partie on va calculer les réactions d'appuis (culée et pile) pour un seul ou deux travées charger les tableaux ci-après donne les réactions d'appui pour chaque cas de charges.

Le détail de calcul sont présenter en annexe 6 partie 04:

CHAPITRE X : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

Tableaux X.3. Des efforts pour une travée chargée horizontaux et verticaux sur les appuis

Les efforts (KN)		Réactions Culée 1 / 2 (KN)	Réaction pile (KN)
Horizontaux (de freinage)	F_{bc}	150	150
	$A(l)$	51.75	51.75
Verticaux (réactions des appuis sous les charges et surcharges)	R_G	2375.2	2375.2
	$R_{A(l)}$	1065.83	1065.83
	R_{bc}	414.45	1037.55
	R_{Mc120}	149.42	1060.58
	R_{D240}	903.65	1496.35
	R_{ST}	38.55	38.55

Tableau X.4. Des efforts horizontaux et verticaux sur les appuis pour deux travées chargées

Les efforts (KN)		Réaction Culée 1 / 2	Réaction pile
Horizontaux (de freinage)	F_{bc}	150	300
	$A(l)$	51.75	103.51
Verticaux (réactions des appuis sous les charges et surcharges)	R_G	2375.18	4750.36
	$R_{A(l)}$	1065.83	1435.28
	R_{bc}	1041.45	1180.11
	R_{Mc120}	1058.64	1160.10
	R_{D240}	1496.36	2001.62
	R_{ST}	38.55	77.10

X.4.1. CALCUL DES EFFORTS DUS A VARIATION LINEAIRE :

C'est des efforts statique due à la température, retrait, et fluage considérer comme des efforts horizontaux on le calcule comme ci-après :

$$H = X_i \times K_i \times \varepsilon_t$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} X_i : \text{Position de l'appuis par rapport au centre de rigidité.} \\ K_i : \frac{n.G.a.b}{T} \\ \varepsilon_t : \text{egale a } 2 \times 10^{-4} \\ \varepsilon_{\text{retrait+fluage}} : \text{egale a } 5 \times 10^{-4} \end{array} \right.$

$$H_{\text{temperature}} = 24.29 \text{ KN}$$

$$H_{\text{retrait+fluage}} = 60.72 \text{ KN}$$

X.5.LE DÉ D'APPUI :

Le dé d'appui matérialise l'emplacement des appareils d'appuis et permet de réaliser facilement une surface plane et bien rigide. Il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

X.5.1.DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS :

HAUTEUR DU DE D'APPUIS :

$$H \geq (2 a \cdot b / P_0) = (2 a \cdot b) / 2 (a + b) \rightarrow H \geq 18,67 \text{ cm.}$$

On prend : $H = 20 \text{ cm}$

DIMENSIONS EN PLAN DU DE D'APPUIS :

D'après le guide SETRA, le dimensionnement (A x B) des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm, on prend $d=10 \text{ cm}$. $H = 20 \text{ cm}$

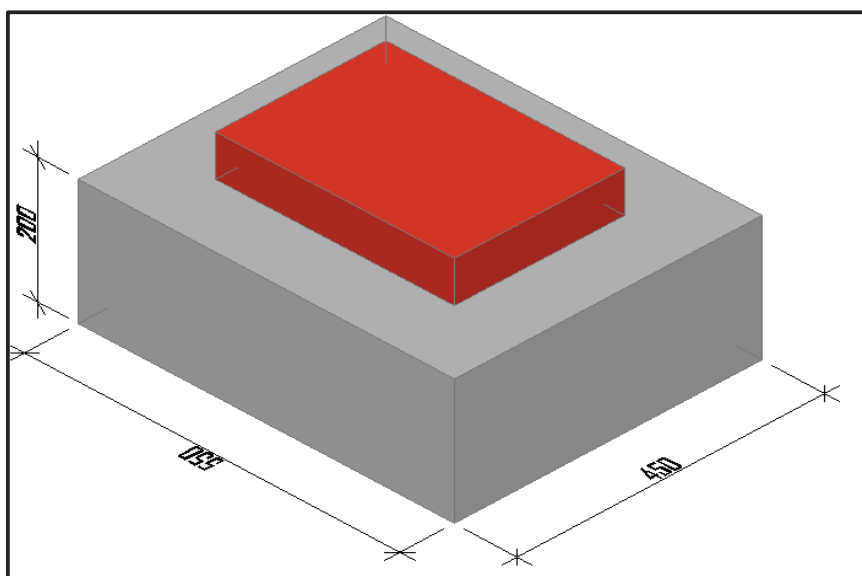


Figure X. 2. Dimensions du Dé d'appui

X.5.2.FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI :

Le dé d'appui comporte 04 types d'armatures qui sont présentés dans la figure ci-dessous.

Note : Le calcul de ferrailage est fait en annexe 6 partie 05. [15]

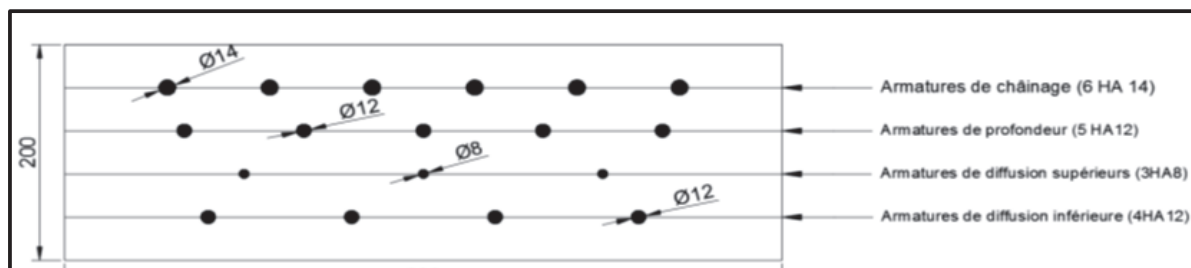


Figure X.3. Ferrailage du dé d'appui

X.6.PLOT PARASISMIQUE :

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

- Une hauteur de 43 cm pour les deux plots parasismiques.
- Une section de 50×50 cm.
- Un espacement de 03 cm par apport à la poutre.[15]

X.6.1. EFFORT APPLIQUE SUR LE PLOT :

La charge appliquée sur le plot sismique est la composante horizontale transversale du séisme

$$M1 = H_s \cdot e = 594.52 \times 0.43 = 255.64 \text{ KN. m}$$

e: distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inférieure de plot

X.6.2.FERRAILAGE DES PLOTS :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel ROBOT Expert, la section d'acier calculé est de 26.7 cm² ; Soit : 5HA32 (40,21 cm²).[15]

X.7.JOINT DE CHAUSSÉE :

Le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante : [10]

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) (W_D = 12.7mm)

W_T : Souffle thermique (W_T = 3.8 mm)

W_s : Souffle sismique. (W_s = 49 mm)

$$W = W_D + 0.4W_T + 1/3 W_s$$

$$W = 30.55 \text{ mm}$$

X.7.1.CHOIX DE TYPE DE JOINT DE CHAUSSÉE

Le type de joint de chaussée choisi, selon le souffle total calculé précédemment, est un joint **GTA 30/50**. Ce modèle de joint est de la **famille des joints à hiatus** comportant des lèvres, ou arêtes, en alliage d'aluminium ; celles-ci maintiennent un profilé en caoutchouc extrudé dont la fonction est d'assurer l'étanchéité à l'eau et aux matériaux. Il peut équiper les ouvrages supportant **tout type de trafic**. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint [19]

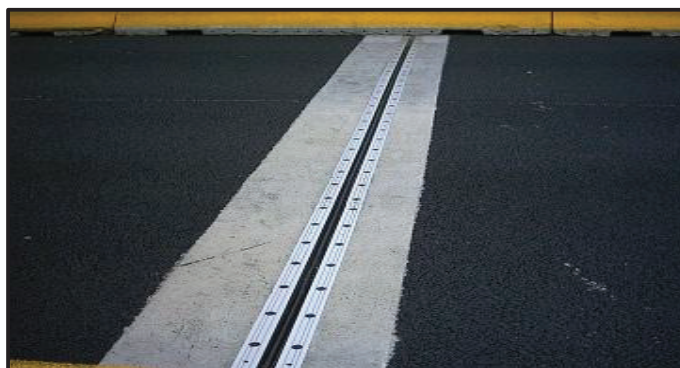


Figure X.4. Joint de chaussée GTA 30/50

X.8.L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT :

Sur un tablier de pont l'évacuation des eaux nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux est assuré par la pente Transversale et longitudinale elles sont ensuite évacuées l'intermédiaire des gargouilles de diamètre de 30 cm Implantées au niveau des appuis.

X.9.LES CORNICHES :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous.

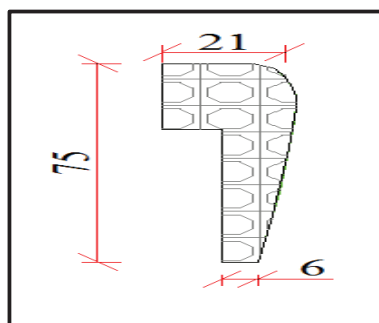


Figure X.5. Dimension de la corniche préfabriquée

X.10. LES DISPOSITIONS RETENUES :

- Les garde-corps : sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.
- Les glissières de sécurité : Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues es dvéhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.



Figure X.6. Glissière de sécurité GS2

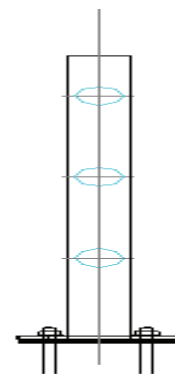


Figure X.7. Garde-corps BN04

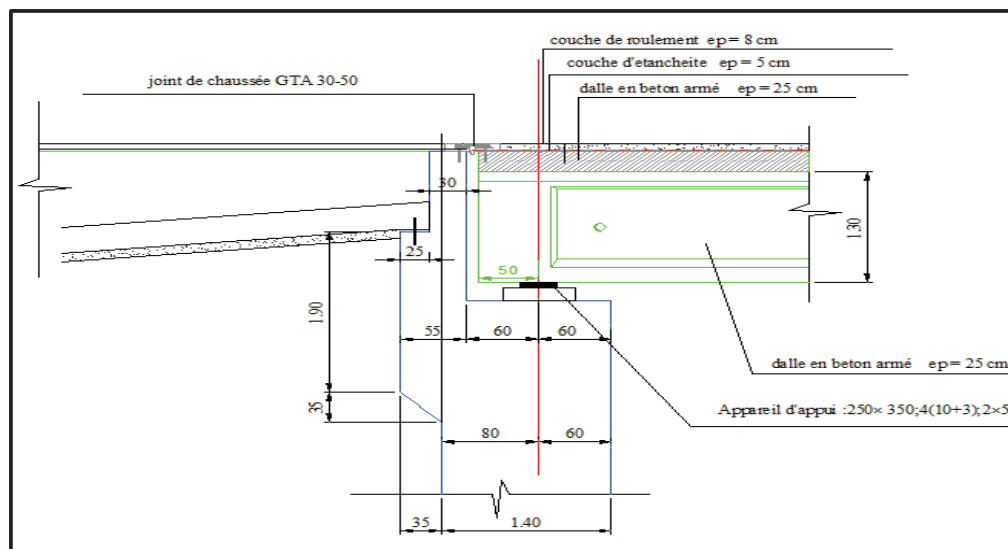


Figure X.8. Disposition des équipements



CHAPITRE XI: ETUDE DE LA CULEE

XI. ETUDE DE LA CULEE :

XI.1. INTRODUCTION :

La culée est un appui situé sur la rive du pont destiné à supporter le poids du tablier avec Les surcharges, et les poussées du remblai d'accès. Cet appui doit être vérifié pour sa stabilité, et son ferrailage dimensionné pour assurer sa résistance et son bon fonctionnement.

NB : la conception et choix des dimensions adéquates pour les culées se trouve dans la partie conception générale.

XI.2. LES DIMENSIONS DES DIFFERENTS CONSTITUANT DE LA CULEE :

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

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur En Retour	Semelle	Corbeau
Hauteur 11.10 m	Hauteur 1.79m	Longueur 06m	Hauteur 11.10m	Largueur 08 m	Surface 0.57m ²
Longueur 10.60m	Longueur 10.60m	Epaisseur 0.30 m	La surface 80.28 m ²	Epaisseur 1.50m	Longueur 09 m
Epaisseur 1.40 m	Epaisseur 0.30m	Largueur 09m		Longueur 11 m	

XI.3. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

XI.3.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

- **SOLLICITATION DUES AUX POIDS PROPRES DE LA CULEE :**

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante : $P = \gamma_b \cdot v$

- **CALCUL DES PUSSEES :**

Les poussée statique des terres : $P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L \dots \dots$ (Pour cas N°1)

K_a : coefficient de poussée active de sol.

γ : le poids volumique de sol support.
H : hauteur (semelle + mur en retour).
L : longueur de la semelle.[14]

XI.4.ETUDE STATIQUE DE LA CULEE :

Etude statique de la culée baser sur la détermination des efforts statique (charge et surcharge) sollicitant la cule (les moments stabilisants et renversent par rapport la base de la semelle). Le détail de calcule en annexe 7 partie 01.

XI.4.1.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION :

Le calcul des efforts et les moments stabilisant et renversent se fait au point extrême de la base de la semelle le détail de calcule en annexe 7 partie 02.

Dans l'évaluation de la stabilité d'une fondation superficielle il faut analyser :[14]

➤ **La stabilité contre le renversement.**

$$FSR = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.5$$

$$FSR = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} = 1.65 \geq 1.5 \text{ verifier}$$

➤ **La stabilité contre le glissement horizontal.**

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \cdot \text{Tang}\varphi \geq 1.2 \text{ avec } \varphi = 30^\circ$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \cdot \text{Tang}\varphi = 2 \geq 1.2 \text{ verifier}$$

➤ **La vérification du tiers centrale.**

$$E_{\max} > e \text{ avec } E_{\max} = \frac{B}{6} = 1.33\text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X \text{ et } X = \frac{M_S - M_R}{\sum F_V} = 2.94 \text{ m}$$

$$E_{\max} > e \iff 1.33 > 1.06 \text{ m verifier}$$

➤ **La stabilité de l'ensemble :**

Calcule de la contrainte de référence en comparant par rapport à la contrainte admissible de sol support.

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_V \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)}{A.B} = 572 \text{ Kpa} = 5.72 \text{ bar}$$

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULÉE

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{\Sigma F_v \left(1 - \frac{e}{B}\right)}{A.B} = -253 \text{ Kpa} = -2.53 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{ref}} = \frac{361+62}{4} < \bar{\sigma}_{\text{admissible de sol support}} \implies 3.65\text{bar} < 4\text{bar} \text{ vérifier}$$

XI.5.ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE :

Dans cette partie on aura « La poussée dynamique des terres qui 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 »[17]

XI.5.1.EVALUATIONS DES CHARGES STATIQUES :

Après l'évaluation de combinaisons des charges a ELA sollicitant la culée, on extraire les résultats suivant pour les utiliser ci-après. le calcule détailler en annexe 7 partie 03

Tableau XI.2.Les Combinaisons des efforts sollicitant la culée

	N(KN)	H(KN)	M (KN. M)
Combinaison max	26861.547	7502.669	85060.747
Combinaison min	26676.569	7483.02	84813.170

XI.5.2.EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE :

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 (Pour ce calcule on décompose la culée en volume élémentaire sur lequel o applique l'accélération horizontal, verticale pour les efforts horizontaux, verticaux) le détail de calcul et en annexe 7 partie04

Les résultats de calcule pour un séisme verticale : cas N°01 $K_H = 0.2$ $K_v = 0.06$

Tableau XI.3.les combinaisons des charges sismiques sollicitant la culée.

	N1(KN)	H1(KN)	M _{v1} (N.m)	M _{H1} (KN.m)
CAS N°01	1451.226	4837.419	2913.640	33892.036

XI.5.3.EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE DUE A LA POUSSEE DE LA TERRE :

On va évaluer l'effet de l'effort sismique de rupture du sol derrière la culée (poussée active dynamique), on utilisant la méthode de MONONOBE –OKABE. [17]

XI.5.3.1.DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE K AD :

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

Avec : $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

Séisme descendant $\Theta = \text{artg} \frac{K_H}{(1 + K_V)}$

Séisme ascendant $\Theta = \text{artg} \frac{K_H}{(1 - K_V)}$

$K_H = A = 0.2 \implies$ zone IIa Groupe 02

$K_V = K_H \times 0.3 = 0.06$

$K_V = A$ 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 :

La poussée dynamique des terres :

$P = \frac{1}{2} K_{ad} \cdot h^2 \cdot (1 \pm kv) \cdot \gamma$ (pour cas 02 et 03)

Tableau XI.4. calcule les poussée dynamique des terres

	Désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV} / (OX)	I _{FH} / (OY)	M _v (KN.m)	M _H (KN.m)
Cas N°02	$P_{admax} (1 + K_V)$	0.00	1002.41	0.00	4.76	0.00	4771.49
Cas N°03	$P_{admin}(1 - K_V)$	0.00	928.29	0.00	4.76	0.00	4418.67

XI.6.COMBINAISON DES ACTIONS SISMIQUE :

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps.[17]

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULÉE

Ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle et du coin de sol entrant en rupture (Mononobé-Okabé).

Les actions inertielles se cumulent les résultats résume dans le tableau ci-après.

Tableau XI.5. Combinaison des actions inertielles.

	N _C (KN)	H _C (KN)	M _C (KN.m)
Cas N°01	1451,226	0.00	2913,640
Cas N°02	0.00	5839,833	38663,524
Cas N°03	0.00	5765,712	38310,708

XI.7.EVALUATION DES CHARGES SISMIQUE DUE AU TABLIER :

On va évaluer l'effet sur la culée et la semelle l'effort sismique provenant de tablier Selon le règlement guide de conception courant en zone sismique :

Tableau XI.6. Evaluation des charges sismique due au tablier.

Désignation	E ₃ (KN)	E ₁ (KN)	I _{FV} / (ox)	I _{FH} /(OY	M _{E3} (KN.m)	M _{E1} (KN.m)
Séisme tablier	1137.09	1029.00	2.40	12.60	2729.02	12965.47

Pour cas N°01 : la composante verticale de séisme (MONONOBE- OKABE s'exerce uniquement horizontale)

$$H=0$$

$$N = \sqrt{(E_3)^2 + (N_C)^2}$$

$$M = \sqrt{(M_C)^2 + (M_V)^2}$$

Pour cas N°02 : la composante horizontale de séisme concomitant avec la composante descendante de séisme :

$$H = \sqrt{(E_1)^2 + (H_C)^2}$$

$$V = 0$$

$$M = \sqrt{(M_{E1})^2 + (M_C)^2}$$

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULÉE

Pour cas N°03 : la composante horizontale de séisme concomitant avec la composante ascendante de séisme

$$H = \sqrt{(E_1)^2 + (H_C)^2}$$

$$V = 0$$

$$M = \sqrt{(M_{E1})^2 + (M_C)^2}$$

Tableau XI.7.combinaison les composantes de séisme avec les charges inertielles

	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
Cas N°01	1779,019	0.00	3992,097
Cas N°02	0.00	5949,506	40779,548
Cas N°03	0.00	5876,768	40445,195

On s'intéresse aux combinaisons suivantes pour la vérification de la stabilité de la fondation en cas sismique et même pour le dimensionnement de mur frontal.[17]

P_{max} , p_{min} : représente les combinaison d'efforts et moments max et min dans chaque direction des charge statique.

Tableau XI.8.les combinaisons des charges statique et dynamique sollicitant la culée

	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
I/ . $P_{max} - H + 0.3V$	27296.925	1625.90	47271.315
II/ . $P_{min} - H - 0.3V$	26338.636	1533.514	45628.370
III/ . $P_{max} + H - 0.3V$	28312.773	57739.638	76375.330
IV/ . $P_{min} - H - 0.3V$	25322.778	5698.168	70406.317

XI.8.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELA:

Cas ELA : d'après le guide SETRA (guide de conception courants en zone sismique) on a :

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULÉE

➤ **Vérification contre le renversement :**

On utilisant les combinaisons I et II pour le calcul ci-après, et on doit vérifier que 10% de la fondation reste comprimé on calculant la section comprimé.

Avec $e = \frac{M}{N}$ pour la combinaison I et $e' = \frac{M}{N}$ pour la combinaison II

Section comprimé = (B-2e) (L-2e)

Tableau XI.9. calcul de vérification contre le renversement

	I	II
e	1.80	1.78
Section comprimé	32.56	33.03
% de la section comprimé	37	37.53
Vérification	Vérifier	vérifier

➤ **Vérification la stabilité contre le glissement :**

$\frac{\sum N}{\sum H} \cdot \text{Tang}\varphi \geq 1.2$ avec $\varphi = 30^\circ$

Tableau XI.10. Calcul de vérification contre le glissement.

	I	II
$\sum N$	27296,915	26338.636
$\sum H$	1625.90	1533.514
$\frac{\sum N}{\sum H} \cdot \text{Tang}\varphi$	9.74	9.96
Vérification	Vérifier	vérifier

XI.9.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XI.9.1.MUR FRONTAL :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée. Des tableaux donnant l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal ainsi les combinaisons de charge sont présentées en annexe 7 partie 05.

On extrait à partir de tableau ci-dessus les efforts pour le calcul de ferrailage :

Tableau XI.11.Efforts maximaux agissant sur le mur frontal

	Nmin (KN/ml)	M correspond (KN.m/ml)	Mmax (KN.m/ml)	N Correspond (t/ml)
Conditions normales	640.8	3307.5	3266.7	734.8
Conditions sismiques	600	4024.2	4037	664.1

Le ferrailage vertical : se fait par Expert robot sur une section rectangulaire (1x1.4) m² en flexion composée, la section d'acier maximale entre ces cas de charge sera retenue.

$$A_s + A_s' = 89.2 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : soit 7HA32 ($A_s=56.30\text{cm}^2$) avec un espacement de 15 cm sur le côté intérieur (remblais), et 7HA25 ($A_s=34.36 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm sur la paroi extérieur.

Le ferrailage horizontal : on adopte des armatures minimale ($A_{\min}= A_s/3$)

Choix des aciers : 6HA20 ($A_s=18.85\text{cm}^2$) dans la partie intérieur et 6HA16 ($A_s=12.06\text{cm}^2$) dans la partie Extérieure du mur avec un espacement de 18cm.

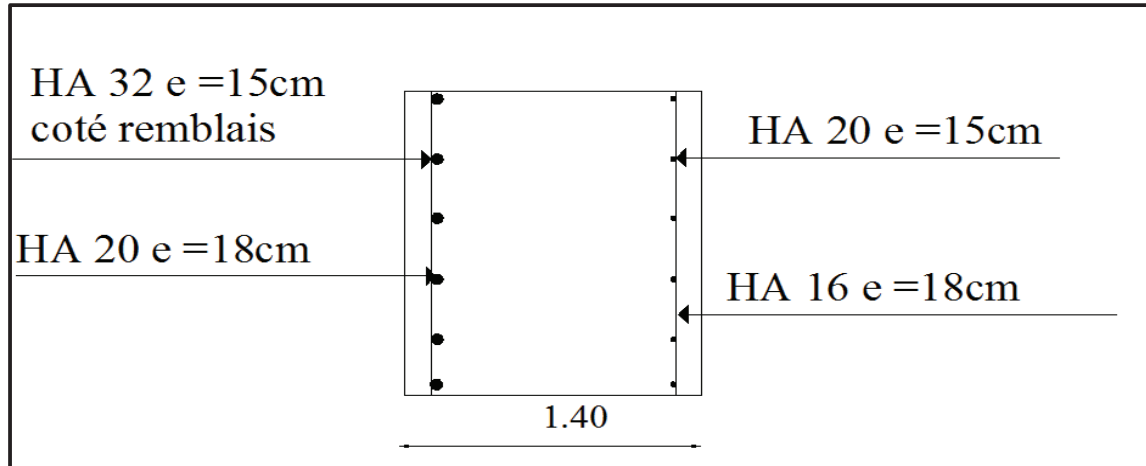


Figure XI. 1. Ferrailage du mur frontal

XI.9.2.MUR GARDE GREVE :

Le mur garde grève est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des Efforts de flexion et de cisaillement.

Les forces verticales comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions D'une charge appliqué directement du le mur et de la dalle de transition. Vue que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centrée et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment crée dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

Le garde grève sera calculé comme un voile encastré sur le mur frontal sous les efforts :[16]

- La poussée des terres
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.

XI.9.2.1.MOMENT TOTALE A L'ENCASTREMENT :

Le calcul détaillé du moment total est fait en annexe 7 parties 06, les résultats obtenus sont :

ELU $\rightarrow M_u = 140.6 \text{ t.m}$

ELS $\rightarrow M_{ser} = 105.4 \text{ t.m}$

XI.9.2.1.1.FERRAILAGE DU MUR GARDE GRÈVE :

Le ferrailage vertical : se fait en flexion simple (a ELS) par une bande de 1m linéaire pour une section rectangulaire (1 x 0.3) par le logiciel ROBOT EXPERT.

Choix des aciers : $A_s = 19,3 \text{ cm}^2$ soit : 7HA 20 ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm. 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 12 ($A_s = 7,92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

Le ferrailage horizontal : les documents S.E.T.R.A préconise des armatures HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

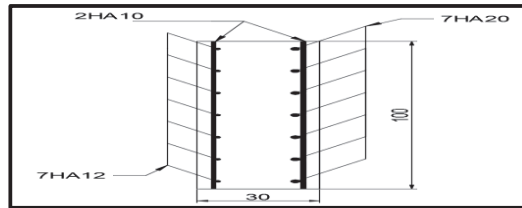


Figure. XI.2. Vue en plan du ferrailage de mur garde grève

XI.9.3.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.

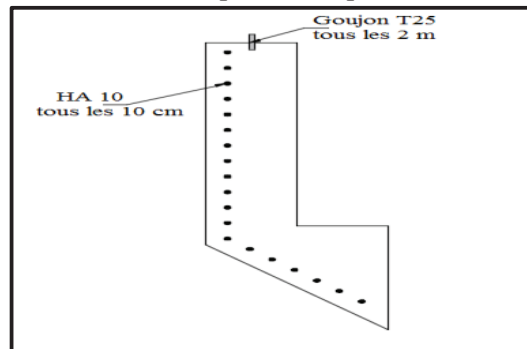


Figure XI. 3. Ferrailage du corbeau

XI.9.4.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 selon pp73 : [16]

- 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 2011.

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULÉE

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présenté sur la figure ci-après

$$M_{XX} = 793.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{YY} = 279.37 \text{ KN.m}$$

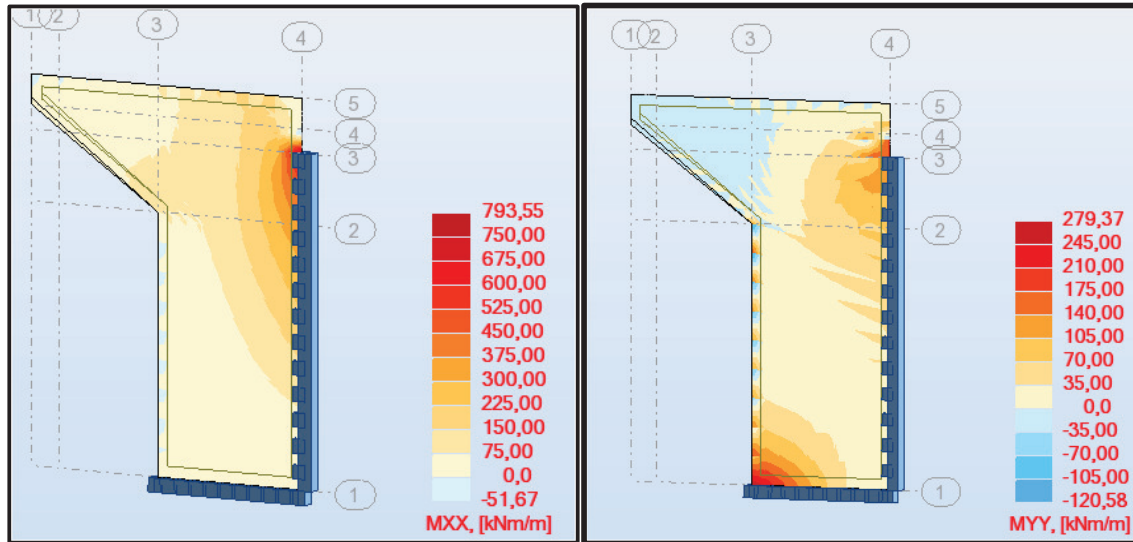


Figure XI. 4. Moments sur mur en retour généré par modélisation

Le ferrailage suivant les deux directions pour le côté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot en flexion simple à l'ELS sur la section (1x0.8) m²

- Ferrailage horizontal $A_s = 48 \text{ cm}^2$ (7HA32 ; $A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)
- Ferrailage vertical $A_s = 16.10 \text{ cm}^2$ (7HA25 ; $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)

Pour le côté extérieur on adopte les armatures de répartitions suivantes :

- Ferrailage horizontal $A_s = 18.76 \text{ cm}^2$ (7HA20; $A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$)
- Ferrailage vertical $A_s = 7,33 \text{ cm}^2$ (7HA16 ; $A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $E = 15 \text{ cm}$).

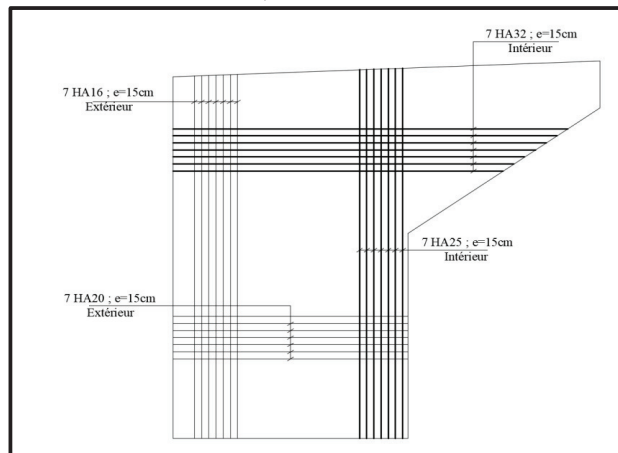


Figure XI.5. Ferrailage du Mur en retour

XI.9.5.DALLE DE TRANSITION :

Le calcul des sollicitations sur la dalle de transition ainsi que la vérification de la contrainte tangentielle sont exploités en annexe 7 partie 07, tandis que le ferrailage adopté pour la dalle est le suivant :[13]

Le ferrailage longitudinal : Le ferrailage est fait par l'expert robot en introduisant les moments calculés (à l'ELS) pour une section de $(1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

$$M_{\text{SER}} = 4.60 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

Choix des aciers longitudinaux inférieurs : $A_S = 2.80 \text{ cm}^2$ soit 7HA 16 ($A_S = 14.07 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

Les armatures longitudinales supérieures $A_{S'} = A_S / 3$ soit $A_{S'} = 1 \text{ cm}^2$ soit à 7HA 12 ($A_{S'} = 7.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

Transversalement : d'après le calcul fait en annexe 07 partie 07 on trouve $A_t \geq 2.25 \text{ cm}^2$

On choisit un cadre HA14 tous les 10 cm

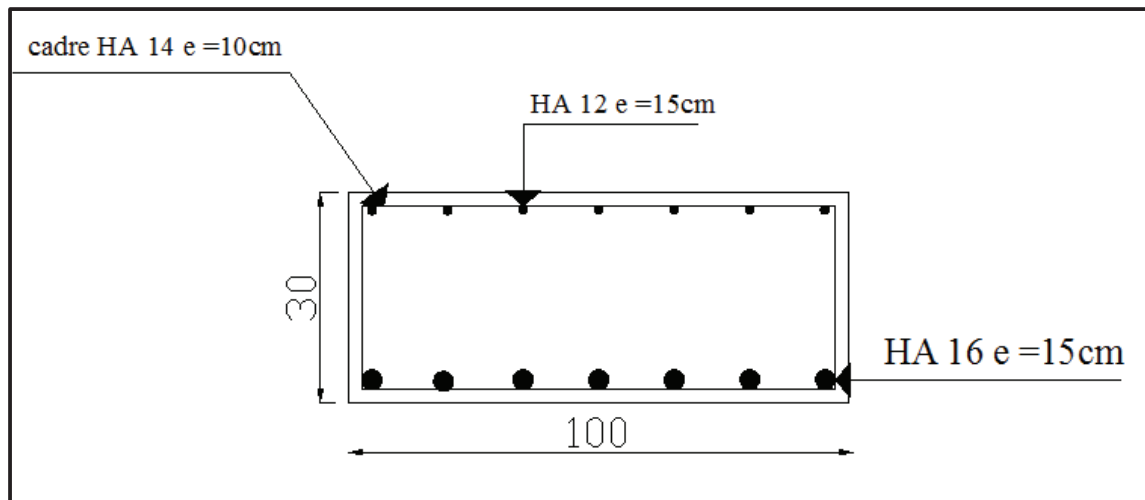


Figure XI.6. Ferrailage de la dalle de transition

XI.9.6.FERRAILAGE DE LA SEMELLE SOUS CULÉE :

Détermination des aciers d'une semelle isolée : $(A \times B)$

Cas préjudiciable le ferrailage se fait à ELS [13]

Note : Le ferrailage en condition normale (ELS) donne une section d'acier plus grande qu'on condition sismique dans le cas de cette semelle.

$N_{ser} = 28.05$ MN (sous la combinaison G+D240)

$d \geq \max\left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right]$ avec $(A \times B)$ section de la semelle égale à $(1 \times 8) \text{ m}^2$
 $(a \times b)$ la section de mur frontal $(1 \times 1.40) \text{ m}^2$

$d = 0.9 \times h = 1.35$ m (h : épaisseur de la semelle)

$\bar{\sigma}_{st} = \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta ft_j}) = 250$ MPA

La section d'aciers pour la Nappe supérieure parallèle a A :

$$A_S \geq \frac{N_{ser}}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_S \geq 51.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : Soit 7 HA 32 ($A_S = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Les armatures transversale supérieure de construction : $A_{s'} \approx A_S / 3$

Choix des aciers: $A_{s'} = 18.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 7HA 25 ($A_{s'} = 34.36 \text{ cm}^2$)

La section d'aciers pour la Nappe inférieure parallèle a B:

$$A_S \geq \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_S \geq 24.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des aciers : soit 7 HA32 ($A_S = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$) tous les 15 cm.

Les armatures longitudinale de la nappe inférieure : joue le rôle de répartition des charges, soit $A_r = A_s / 3 = 18.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit HA25 ($A_r = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

NB : Le ferrailage ci-dessous on les adopte pour les deux coté A et B de la semelle d'épaisseur 1.5 m

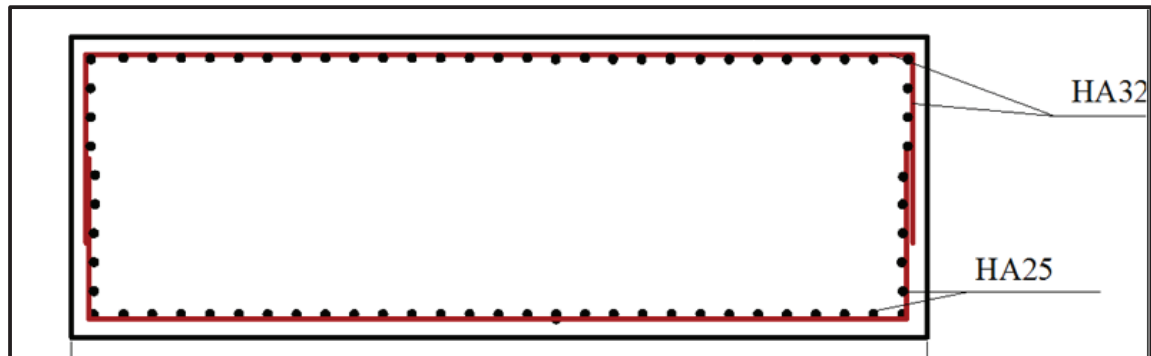


Figure XI.7. Ferrailage de la semelle sous culée

XI.10. CONCLUSION :

On conclut que la culée est bien stable au renversement et au glissement a ELS et ELA, de plus son dimensionnement lui permet d'avoir une bonne résistance aux sollicitations qui s'applique sur elle. Mais la culée ne présente pas le seul élément sur lequel s'appuie le pont, l'ouvrage présente aussi les piles dont on effectue le même traitement dans le chapitre suivant.



CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

XII. ÉTUDE DE LA PILE :

XII.1. INTRODUCTION :

La pile a un rôle principale de supporter et transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

Notre ouvrage franchit une autoroute pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile contiennent deux voiles à section ellipsoïde liées par un chevêtre, Nous allons dans ce chapitre évaluer les charges reprises par cette pile et dimensionner le ferrailage de chaque partie de la pile.

XII.2.ETUDE STATIQUE DE LA PILE :

XII.2.1. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE:

Le calcul des sollicitations englobe les charge statique et les surcharge et leur moments (soit des moments verticaux ou horizontaux) et les efforts due à la variation linéaire (température, retrait et fluage) et leurs combinaison a ELU, ELS le détail des combinaisons des actions de calcule présenter en annexe 8 partie 01.

XII.3.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELS:

Le calcul des efforts et les moments stabilisant et renversent se fait au point extrême de la base de la semelle le détail de calcule des combinaisons a ELS en annexe 8 partie 02.

Dans l'évaluation de la stabilité d'une fondation superficielle il faut analyser :[14]

➤ **La stabilité contre le renversement.**

$$FSR = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.5$$

$$FSR = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} = 36.42 \geq 1.5 \text{ verifier}$$

➤ **La stabilité contre le glissement horizontal.**

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \cdot \text{Tang}\varphi \geq 1.2 \text{ avec } \varphi = 30^\circ$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \cdot \text{Tang}\varphi = 23.87 \geq 1.2 \text{ vérifier}$$

➤ **La vérification du tiers centrale.**

$$E_{\max} > e \quad \text{avec } E_{\max} = \frac{B}{6} = 1.17 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad \text{et } X = \frac{M_S - M_R}{\Sigma F_V} = 2.86 \text{ m}$$

$$E_{\max} > e \iff 1.17 > 0.64 \text{ m vérifier}$$

➤ **La stabilité de l'ensemble :**

Calcule de la contrainte de référence en comparant par rapport à la contrainte admissible de sol support.

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma F_V \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)}{A.B} = 264 \text{ KPA} = 2.64 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma F_V \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)}{A.B} = 77.22 \text{ KPA} = -0.77 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{361 + 62}{4} < \sigma_{\text{admissible de sol support}}$$

$$2.17 \text{ bar} < 4 \text{ bar} \quad \text{vérifier}$$

XII.4.ETUDE SISMIQUE DE LA PILE:

Dans cette partie on va évaluer les efforts sismique horizontale et verticale (Pour ce calcul on décompose la pile en volume élémentaire sur lequel on applique l'accélération horizontal, verticale pour les efforts de poids propre).[17]

Ensuite on le combine les efforts dans chaque sens (longitudinale, transversale, verticale) avec les surcharge et les efforts sismique provenant du tablier. Le détail de calcul en annexe 8 partie03.

On se basant sur ces combinaisons au-dessous pour vérifier la stabilité de la semelle en cas sismique : [17]

1. **E1+Pperm+Rmax**
2. **E2+Pperm+Rmax**
3. **E3+Pperm+Rmax**
4. **-E1+Pperm+Rmin**
5. **-E2+Pperm+Rmin**

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

6. -E3+Pperm+Rmin

Tableau.XII.1.combinaison des efforts et les moments agissant la pile a ELA.

	1	2	3	4	5	6
HL	3008.3	972.79	972.79	-2837.44	-801.93	-801.93
HT	930.26	3100.88	930.26	-930.26	-3100.88	-930.26
ML	32155.72	10250.29	10250.29	-30504.64	-8599.22	-8599.22
MT	10061.23	33537.45	10061.23	-10061.23	-33537.45	-10061.23
N	10963.11	10963.11	14575.41	7698.56	7698.56	4086.26

XII.5.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION A ELA :

➤ Vérification contre le renversement :

On utilisant les combinaisons I et II pour le calcul ci-après, et on doit vérifier que 10% de la fondation reste comprimé on calculant la section comprimé. [17]

Avec $e = \frac{M_L}{N}$ pour la combinaison I et $e' = \frac{M_T}{N}$ pour la combinaison II

Section comprimé = (B-2e) (L-2e')

Tableau.XII.2.calcul de vérification contre le renversement

	1	2	3	4	5	6
e	3.09	0.98	0.73	4.28	1.2	2.45
e'	0.08	0.96	0.72	1.41	0.47	2.87
S _{comprimé}	7.41	36.69	43	9.95	38	7.26
% S _{comprimé}	11.5	56.97	43	14.45	59	11.28
Vérification	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

➤ **Vérification la stabilité contre le glissement :**

$$\frac{\sum N}{\sum H} \cdot \text{Tang}\varphi \geq 1.2 \text{ avec } \varphi = 30^\circ$$

Tableau.XII.3.calcul de vérification contre le glissement.

	1	2	3	4	5	6
$\sum N$	10963.11	10963.11	14575.41	7698.56	7698.55	4086.26
$\sum H$	3148.85	3249.89	1346.00	2986.04	3202.89	1228.20
$\frac{\sum N}{\sum H} \cdot \text{Tang}\varphi$	2.01	1.96	6.28	1.5	1.40	1.93
Vérification	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

XII.6. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LE CHEVETRE :

Dans cette partie on calcul l'effet du chargement des deux travées adjacentes pour déduire la réaction des deux travées chargées sur la pile sachant que et les réactions d'une seule et deux travée qui ont été déjà calculé précédemment en VIII.4.

On calculera par la suite la fraction $\frac{R_{max\ 1\ travée}}{R_{max\ 2\ travée}}$ pour pouvoir estimer le coefficient de pondération des réactions calculées pour deux travées chargées en fonction des réactions calcul pour une seule travée chargée calculée manuellement.

En faisant appel au modèle numérique de la travée seule faite sur RSAP, on tire les réactions d'appuis pour chaque poutre sous les différents cas de charge, et on les multiplie par le coefficient de pondération situé au paragraphe précédent, pour estimer la réaction d'appuis sur pile pour chaque poutre.[15]

XII.6.1. REPARTITION DE CHARGE SUR CHEVETRE :

NOTE : en système B, on prend en considération que le convoi B_c qui nous a donné la réaction maximal par rapport à B_t

Tableau récapitulatif des réactions présenté ci-après :

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

Tableau XII. 4. Réactions sur le chevêtre

PILE			
Surcharge et charge	R1 travée (KN)	R 2 travées(KN)	$a = \frac{R_{max\ 1\ travée}}{R_{max\ 2\ travée}}$
G	2375.20	4750.36	2
A(l)	2131.66	1435.28	0.67
Bc	1037.55	1180.11	1.13
ST	57.83	115.65	2
MC120	1060.58	1160.10	1.09
D240	1496.35	2001.62	1.34

La modélisation de chevêtre se fait par logiciel robot comme une poutre continue a deux appuis doubles au niveau de la liason chevtre et les deux voile, et on applique les réactions pondérées pour simuler la répartition exacte des efforts sur le chevêtre.

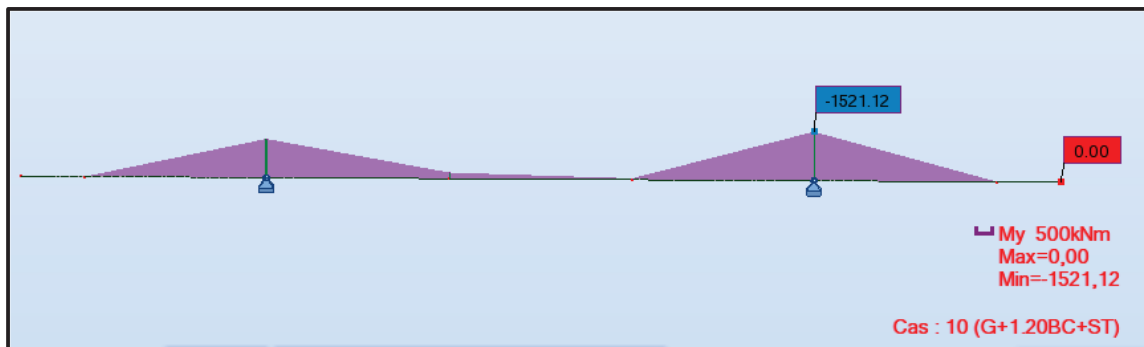


Figure XII.1. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELS

Les etapes de la modelisation presenter en [annexe 8 partie 04](#) Le resultas des effort et moments maximale donnée par le tableau suivant :

Tableau XII. 5. Résultats de modélisation du chevêtre

	M+ max (KN.m)	M- max(KN.m)	Tmax(KN)
ELU	0	2061.72	1374.95
ELS	0	1512.12	1017.87

XII.6.2. FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

Le ferrailage du chevêtre se fait à l'aide du logiciel de calcul expert BA (flexion simple)

➤ **Les armatures longitudinale superieure :**

Pour une section rectangulaire (2,1 x 1,2) m²

$A_s = 57.40 \text{ cm}^2$ soit $27.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des aciers : 7HA25 ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 15cm.

➤ **Les armatures longitudinale inferieure :**

Vue que M- max est nul donc on va choisir des armatures de construction soit $A'_s = \frac{A_s}{3}$.

$A'_s = 11.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit 7HA16 ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 15 cm.

➤ **Les armatures transversale :**

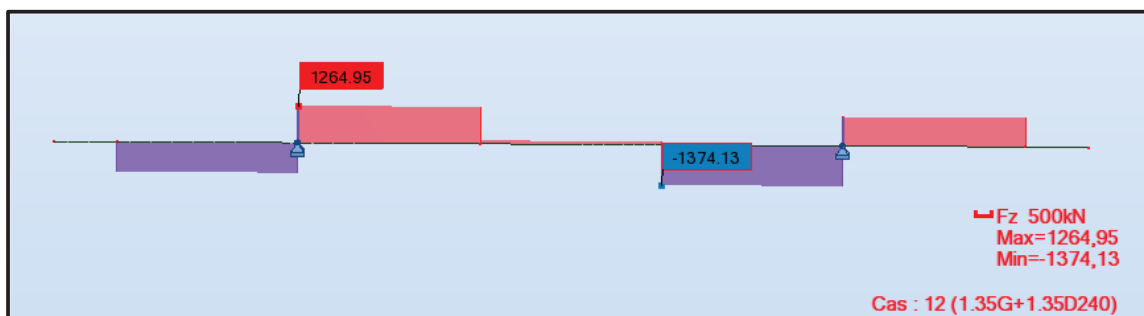


Figure XII.2. L'effort tranchant négatif et positif maximum à l'ELS

La section d'armature transversale doit vérifier le critère suivant : [13]

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0 d)} \leq \tau_{lim} = \min \left[0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right]$$

avec : $V_u = T_{\max}(\text{ELU}) = 1.37 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.64 \text{ Mpa} < \tau_{lim} = 2,7 \text{ Mpa}$ (condition vérifiée)

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur ou égale à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » ; on prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

Avec : $K = 0$ pas de reprise de bétonnage

$$A_t \geq 4.61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}14 \text{ (} A_t = 6.16 \text{ cm}^2 \text{)}$$

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$A_{t\min} \frac{0.4 b}{f_e} S_t = 3.36 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

XII.6.3. ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION :

la torsion de chevêtre due à l'excentricité d'appareil d'appui par rapport à son plan de symétrie le moment de torsion maximal est dû au maximum à la surcharge A(1) ou sous la charge de poids propre G sur une seule travée.[13]

XII.6.3.1. CALCUL DU MOMENT DE TORSION :

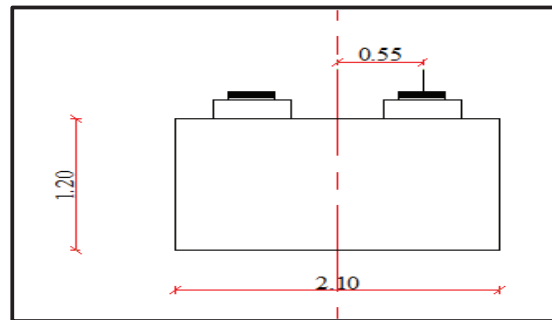


Figure XII. 3. Schéma représentatif du chevêtre

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

Tableau XII.6. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU

	$R_{u,max}(G)$ (KN/ml)	$R_{u,max}A(l)$ (KN)	e_G (m)	$e_{A(l)}$ (m)	Moment (KN.m/ml)	$M_{u,max}$ (KN.m/ml)
Phase d'exécution	176.04	/	0.55	/	130.71	130.71
Phase d'exploitation	/	135.40	/	0.55	100.54	

On remplace section creuse la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il possible d'inscrire dans le contour extérieure, et la contrainte se calcule alors comme pour les sections creuses : on adopte une épaisseur fictive de la paroi [13]:

$$b_n = \frac{D}{6} = 0.20\text{m}$$

avec p c'est le Périmètre extérieur de la section (chevêtre).

$$p = 2 \times (1.20 - 0.20) + (2.10 - 0.2)$$

$$p = 6.20 \text{ m}$$

$$\Omega = (h - b_n)(b - b_n) = 1.90 \text{ m}^2.$$

➤ **Les armatures longitudiales :**

Ces armatures sont nécessaire pour résister aux efforts de la torsion :

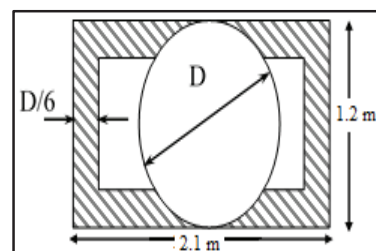
$$A_l \geq \frac{1}{6s_t} \times \frac{M_{max} \times P}{2\Omega}$$

$$A_l \geq 6.40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}16 \text{ (} A_s = 8.04 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{M_{u,max} S_t}{\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$ $A_t = 0.41 \text{ cm}^2$



« La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales $A_t = A_{t1} + A_{t2}$

$A_t = 6.16 + 0.41 = 6.57 \text{ cm}^2$ soit 2 cadres HA16 ($A_t = 8,04 \text{ cm}^2$).

XII.6.4. CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE :

$$\tau_{bt} = \frac{M_{u,max}}{2\Omega b_n}$$

$$\tau_{bt} = 0.17 \text{ Mpa}$$

Vérification des contraintes :

$$\tau_u^2 + \tau_{bt}^2 \leq \tau_{lim}^2$$

Tel que : $\tau_u = 1,37 \text{ Mpa}$; $\tau_{bt} = 0.17 \text{ Mpa}$; $\tau_{lim} = 2,7 \text{ Mpa}$

$1,91 \text{ Mpa} < 7,29 \text{ Mpa}$ (condition vérifiée).[13]

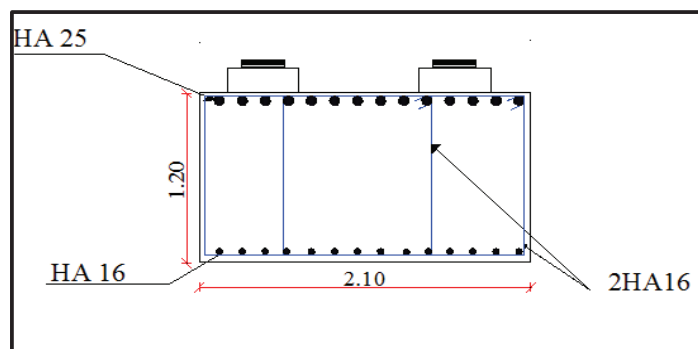


Figure XII. 4. Plan de ferrailage du chevêtre

XII.7. LE VOILE :

XII.7.1. EVALUATION DES EFFORTS SUR VOILE :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Etant donnée de la symétrie, on fait l'étude d'un seul voile en considérant les différentes cas de charge et utilisant les combinaisons a, ELS et ELA.

On extrait à partir de tableau des combinaisons a ELS présenter en [annexe 06 partie 01](#) et ELA en IX.4 les efforts pour le calcul de ferrailage et on va prendre le cas maximale entre ELS et ELA pour passer à l'étape de ferrailage.

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

Tableau XII. 7. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le voile.

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	
		ML	Mt
ELS	$N_{\min} = 9014.66$	843.23	/
	Ncorespond a $M_{L\max} = 10507.90$	3299.79	/
ELA	$N_{\min} = 4086.26$	8599.22	10061.23

XII.7.2. FERRAILLAGE DE VOILE :

➤ Longitudinalement :

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel de calcul (expert BA) pour une section rectangulaire

($b=3m$ et $h=1$) en flexion composée : $A_s=159.1 \text{ cm}^2$

Choix des aciers : on adopte (10HA 32) dans les deux nappes extrême soit ($A_s = 160.85\text{cm}^2$) et (4HA32) dans les deux coté latéraux (partie courbe).

➤ Transversalement :

Vérification des contraintes tangentielles : [13]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau = \min [0.15 f_{c28} / \delta_b ; 4\text{MPa}] \text{ avec : } b_0 = 3\text{m}, d = 0.9 h = 0.9 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{0.16}{0.9 \times 1} = 0.17\text{MPa}$$

$$0.17 \text{ Mpa} \leq 2,7\text{Mpa. Vérifié}$$

Section d'armature :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28K})}{0.9 f_e} \gamma_s . b_0$$

L'espacement s_t doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

✓ En zone courante : $s_t \max = \min [12\Phi_l, b, 200 \text{ mm}]$.

✓ Et en zone critique : $s_t \max = \min [8\Phi_l, b/2, 200 \text{ mm}]$.

b : est le petit cote du rectangle circonscrit ;

Φ_l : plus gros diamètre des armatures longitudinales ($\Phi_l = 32 \text{ mm}$)

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante et $s_t = 15 \text{ cm}$ en zone critique.

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28K})}{0.9 f_e} \gamma_s \cdot b_0 \cdot S_t$$

$$A_t \geq 3.4 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre HA16 ($A_t = 4.02 \text{ cm}^2$)

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$A_{t \text{ min}} \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$0.20 \text{ cm}^2 < 3.4 \text{ cm}^2 \text{ verifier}$$

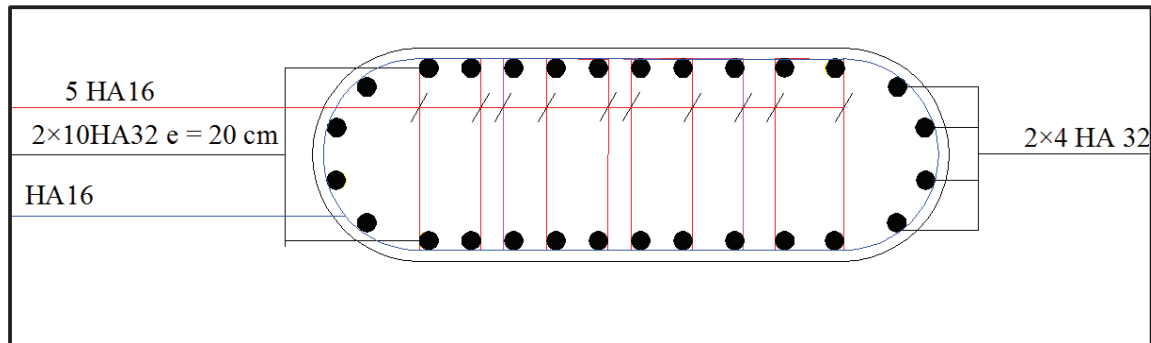


Figure .XII.5. Schéma de ferrailage du voile

XII.8.FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE :

Détermination des aciers d'une semelle isolée :(A×B)

Cas préjudiciable le ferrailage se fait à ELS [13]

Note : Le ferrailage en condition sismique (ELA) donne une section d'acier plus grande qu'on condition normale dans le cas de cette semelle.

$$N_{ser} = 14.57 \text{ MN (sous la combinaison G+D240)}$$

$$d \geq \max \left[\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right] \text{ avec } (A \times B) \text{ section de la semelle egale a } (9.20 \times 7) \text{ m}^2$$

$$(A \times B) \text{ la section de voile } (3 \times 1) \text{ m}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 1.35 \text{ m (h : épaisseurs de la semelle)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 250 \text{ MPA}$$

La section d'aciers pour la Nappe supérieure parallèle a A :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_S \geq 53.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : Soit 7 HA 32 ($A_S = 56.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Les armatures transversale supérieure de construction : $A_{S'} \approx A_S / 3$

Choix des aciers: $A_{S'} = 18.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 7HA 25 ($A_{S'}=34.36 \text{ cm}^2$)

La section d'aciers pour la Nappe inférieure parallèle a B:

$$A_S \geq \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_S \geq 46.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des aciers : soit 7HA32 ($A_S = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$) tous les 15 cm.

Les armatures longitudinale de la nappe inférieure : joue le rôle de répartition des charges, soit $A_r = A_S / 3 = 18.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 7HA25 ($A_r = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

NB : Le ferrailage ci-dessous on les adopte pour les deux coté A et B de la semelle d'épaisseur 1.5 m

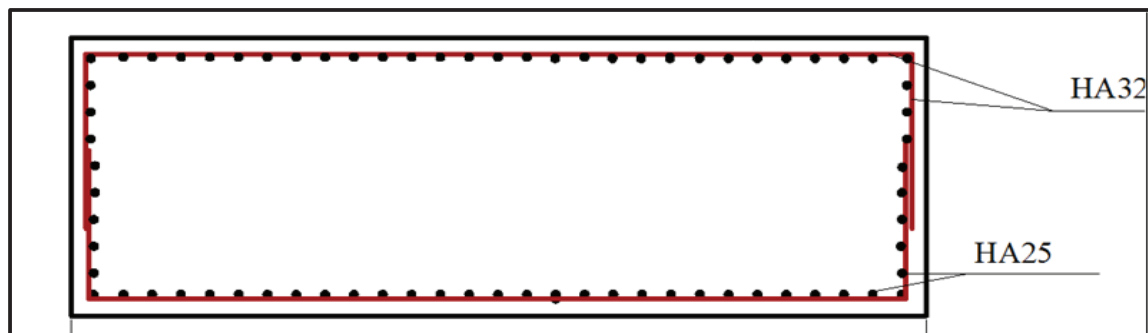
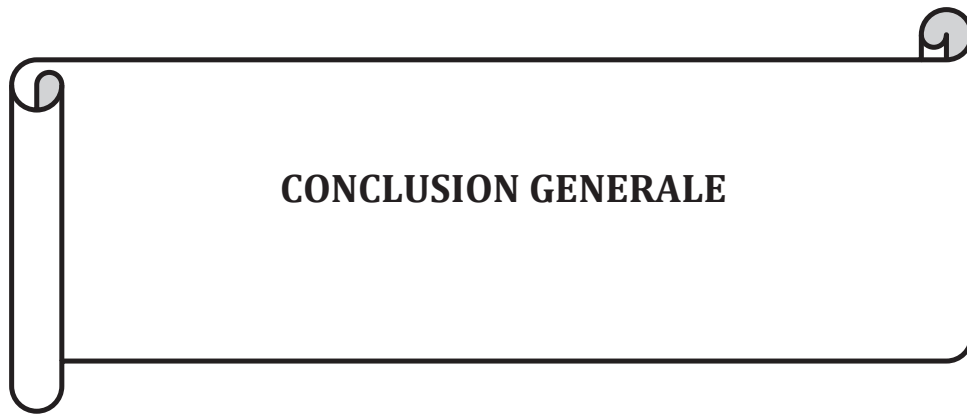


Figure XII.6.Ferrailage de la semelle sous pile.

XII.9. CONCLUSION :

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



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

La conception et l'étude d'un pont à poutres multiples et en béton précontraint a été étudié.

Ce projet de Fin d'Etudes m'a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatiques pour la modélisation et l'analyse de cet ouvrage.

Au final ce travail, Cette étude est très enrichissante à tous points de vue, m'a permis d'améliorer et d'approfondir mes connaissances théoriques, et aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine des travaux publics.

On espère que ce modeste travail va contribuer a consolidé les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d'avoir un appui documentaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] Anne BERNARD-GÉLY et Jean-Armand CALGARO, *Conception des ponts* département Edition de l'association Amicale des ingénieurs anciennes de l'école nationale des ponts et chaussées, 1994.
- [2] SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, *Guide de conceptions des Ponts dalle*, FRANCE, JILLET 1989.
- [3] SETRA service d'étude technique de la route et autoroute, *Guide de conception durable : pont mixte acier –béton*, 4 AOUT 2009.
- [4] JEAN LEBERT et MAEFERD A. HIRT, *pont en acier : conceptions et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier – béton*, presse polytechniques et université romands.
- [5] SETRA service d'étude technique de la route et autoroute, *Guide de conception pont à poutre préfabriqué précontrainte par poste tension (VIPP)*, version février 1996
- [6] Ministère des travaux publics, document technique réglementaire, *Règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR)*, fait à Alger, le 27 juin 2009.
- [7] ROBERT CHAISSIN (professeur à l'école nationale des ponts et chaussée et au centre des hautes études de la construction), *béton précontraint*.
- [8] HENRY THONIER, *Béton précontrainte à l'état limite BPEL*, ENPC, 1985.
- [9] Guide *Béton précontraint à l'état limite (BPEL 91)* .
- [10] Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008.
- [11] REGLE BAEL 91 MODIFIE 99 : Règle Technique De Conception et de calcul des Ouvrages et construction en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites. Eyrolles 2000.
- [12] Service d'étude technique des route et autoroute, *appareil d'appui en élastomère frette*, 2007
- [13] Mr : BENREDOUANE Cours de béton armé, Enseignant à ENSTP , ENSTP 2018.
- [14] Mdm : BADAOUI Cours de mécanique des sols, Enseignante à ENSTP, ENSTP 2018

[15] BENTIR AMINE, année 2017, Mémoire de projet fin d'étude, a Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, encadreur BIREM KAMEL.

[16] Service Technique Des Routes Et Des Autoroutes (SETRA). *Appuis des tabliers PP73, Calcul Complémentaire Ferrailage Type*. 1977.

[17] Service d'étude technique des routes et autoroute, *pont courant en zone sismique* PARIS, 20000.

[18] Federal Emergency Management Agency, "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*", FEMA, Washington.

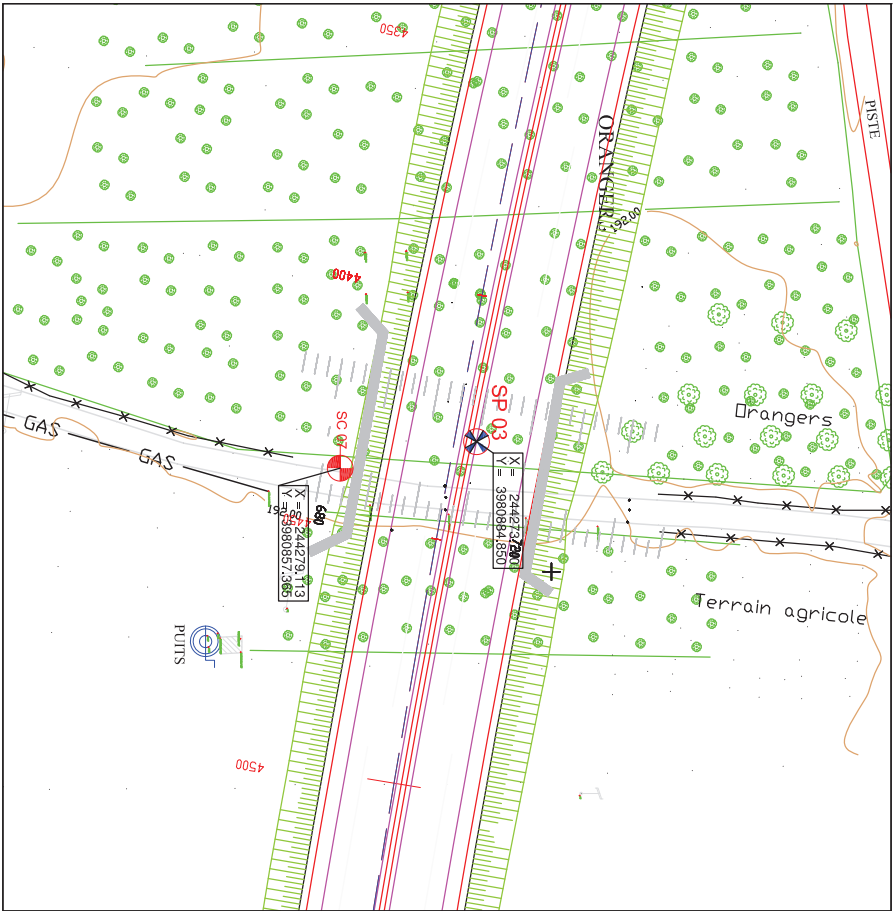
[19] intitulé du site web, [http : // www.setra.equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr), *joint de chaussée de pont routes* GTA B2000/30-50 .

[20] Cheikh Benazouz et Khelfi Mebarek, 2006 « *Calcul de la ductilité globale de certaines structures et comparaison avec le coefficient de comportement du RPA* », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2006.



**SCHEMA D'IMPLANTATION DES POINTS
D'INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES**

PK: 4+432.580



DESCRIPTION

<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE AGENCE NATIONALE DES AUTOUTUTES</p>	<p>Logo: cosdor</p>	<p>Logo: cosdor</p>	<p>Logo: ALGERIA</p>	<p>Logo: SMTPA</p>	<p>Logo: WUT ALGER</p>	<p>Logo: cosdor</p>	<p>REALISATION DE LA REPEREANTE AUTOROUTIERE AUTOPORTE RECALME DES TROUS EN 2x3 VOIES TRONCON 02 TRAVERSANT LA VALLEE DE MOS TAVANEN SUR 27 KM</p>	<p>Etabli par: M. HADJBOUA L. COM. M. ABDJANTENNEMA VIZ. M. BELLAHJON</p>	<p>COMPAGNE GEOTECHNIQUE COMPLEMENTAIRE IMPLANTATION DES ESSAIS IN - SITU PASSAGE SUP N°01 AU PK 4+432.580</p>	<p>Echelle : 1:100 NUM. DU MARCHE : DATE : 04/18 REG. DU PLAN : OCT 2015</p>
--------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------	----------------------------	-----------------------------	---------------------------	-------------------------------	----------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------



ANNEXE 01
RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PARTIE 01 : RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE PAR SONDAGE

CAROTTE :

La lecture de la coupe du sondage carotté SC-07 réalisé dans le cadre de la présente campagne fait ressortir la lithologie suivante :

- **0,00m – 1,00m** : sable argileux, rouge-ocre.
- **1,00m – 1,90m** : tuf calcaire, blanchâtre.
- **1,90m – 3,00m** : sable argileux, rouge-ocre.
- **3,00m – 6,00m** : grès calcaire, blanchâtre, vacuolaire, récupéré sous forme de fragments et carottes décimétriques, avec un passage de sable argileux entre 4,8m et 5,1m.
- **6,00m – 15,00m** : alternance de niveaux de sable, plus ou moins grésifié, et de grès, notamment dans les intervalles : 8,4m - 9,0m ; 11,5m - 12,0m et 14,0m - 15,0m.
- **15,00m - 20,00m** : sable fin, beige clair, plus ou moins grésifié.

Tableau : Liste des échantillons prélevés du sondage SC-07

N° échantillon	Profondeur (m)	Longueur (cm)	État	Type de sol
1	3,60 – 4,00	60	Paraffiné	Grès calcaire
2	5,75 – 6,00	25		
3	14,30 – 14,50	20	Paraffiné	Sable consolidé
4	15,00 – 20,00	-	Remanié	Sable fin

Tableau: relevés piézométriques.

Ouvrage	Sondage	Piézomètre installé (m)	Date	Niveau d'eau (m)	Observation
OA04	SC-07	20	19/09/2015	19,4	Sec
			26/09/2015	19,7	
			25/10/2015	19,8	

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

Tableau: résultats du sondage pressiométrique SP-03

Prof. (m)	Module pressiométrique E (bar)	Pression limite PL (bar)	E / PL	Nature du sol
1,5	375,4	17,2	21,9	Tuf calcaire
3,0	2 082,0	36,4	57,2	Grès calcaire, à passages de sable argileux
4,5	2 746,3	36,8	74,6	
6,0	702,9	33,5	21,0	
7,5	806,8	39,9	20,2	Alternance de sable plus ou moins grésifié et de grès
9,0	397,9	35,1	11,3	
10,5	2 371,1	37,4	63,4	
12,0	14,5	2,8	5,1	Essais ratés à cause des instabilités de la paroi du forage, produisant un trou trop large pour l'essai
13,5	7,6	2,1	3,7	
15,0	2 871,2	37,9	75,8	Alternance de sable plus ou moins grésifié et de grès
16,5	995,4	35,2	28,3	
18,0	526,8	35,6	14,8	
19,5	1 927,2	31,3	61,6	

Tableau : liste des essais et normes y afférentes.

Types d'essais	Norme
Détermination de la teneur en eau	NF P94-050
Densité apparente	NF EN1097-3
Analyse granulométrique	NF P94-056
Analyse sédimentométrique	NF P94-057
Résistance à la compression simple	NF P94-077
Essai au bleu de méthylène	NF P94-068
Teneur en chlorures du sol	-
Teneur en sulfates du sol	-
Teneur en carbonates du sol	NF P94-048
Teneur en matières organiques du sol	NF P94-055

Projet : Pénétrante de Mostaganem
 Endroit : OA 4 - PK 04+432

Dossier N° : GLX-15-094
 Client : COSIDER ENGINEERING

Date début : 16/09/2015
 Date fin : 16/09/2015
 Profondeur forée (m) : 20
 Niveau d'eau (m) : Sec

Coordonnées GPS:
 X : 244 279
 Y : 3 980 857
 Z :

Boue de forage : Eau claire
 Type forage : Carottage + SPT
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25	50	75	100								
-1,00	1,00	-1,90											Sable argileux, rouge-ocre.	
1,5			85 %										Tuf calcaire, blanchâtre.	
3,0													Sable argileux, rouge-ocre.	
4,5			85 %				33				3,60 4,00		Grès calcaire, blanchâtre, vacuolaire, récupéré sous forme de fragments et carottes décimétriques, avec un passage de sable argileux entre 4,8m et 5,1m.	
6,0											5,75 6,00		Alternance de niveaux de sable, plus ou moins grésifié, et de grès, notamment dans les intervalles : 8,4m - 9,0m ; 11,5m - 12,0m et 14,m - 15,0m	
7,5			65 %											
9,0														
10,5			68 %											
12,0														
13,5			80 %											
15,0											14,30			
16,5														
18,0			65 %								17,00 17,50		Sable fin, beige clair, plus ou moins grésifié.	
19,5														
20,0													Fin du forage à une profondeur de 20 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement



Client : COSIDER ENGINEERING
 Projet : Liaison autoroutière de Mostaganem à l'autoroute Est-ouest
 Sondage : OA 4 – PK 04+432 - SC07 - Caisse n° : 1/3
 Profondeur : 0,00 à 6,00 m



Client : COSIDER ENGINEERING
 Projet : Liaison autoroutière de Mostaganem à l'autoroute Est-ouest
 Sondage : OA 4 – PK 04+432 - SC07 - Caisse n° : 2/3
 Profondeur : 6,00 à 13,00 m



Client : COSIDER ENGINEERING

Projet : Liaison autoroutière de Mostaganem à l'autoroute Est-ouest

Sondage : OA 4 – PK 04+432 - SC07 - Caisse n° : 3/3

Profondeur : 13,00 à 20,00 m



RAPPORT DE SONDAGE

Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : Pénétrante de Mostaganem

N°Dossier : GLX-15-094

Lieu : Mostaganem

Client : COSIDER ENGINEERING

Sondage N°: SP-03

Appareil: MENARD

Date essai : 20/10/2015

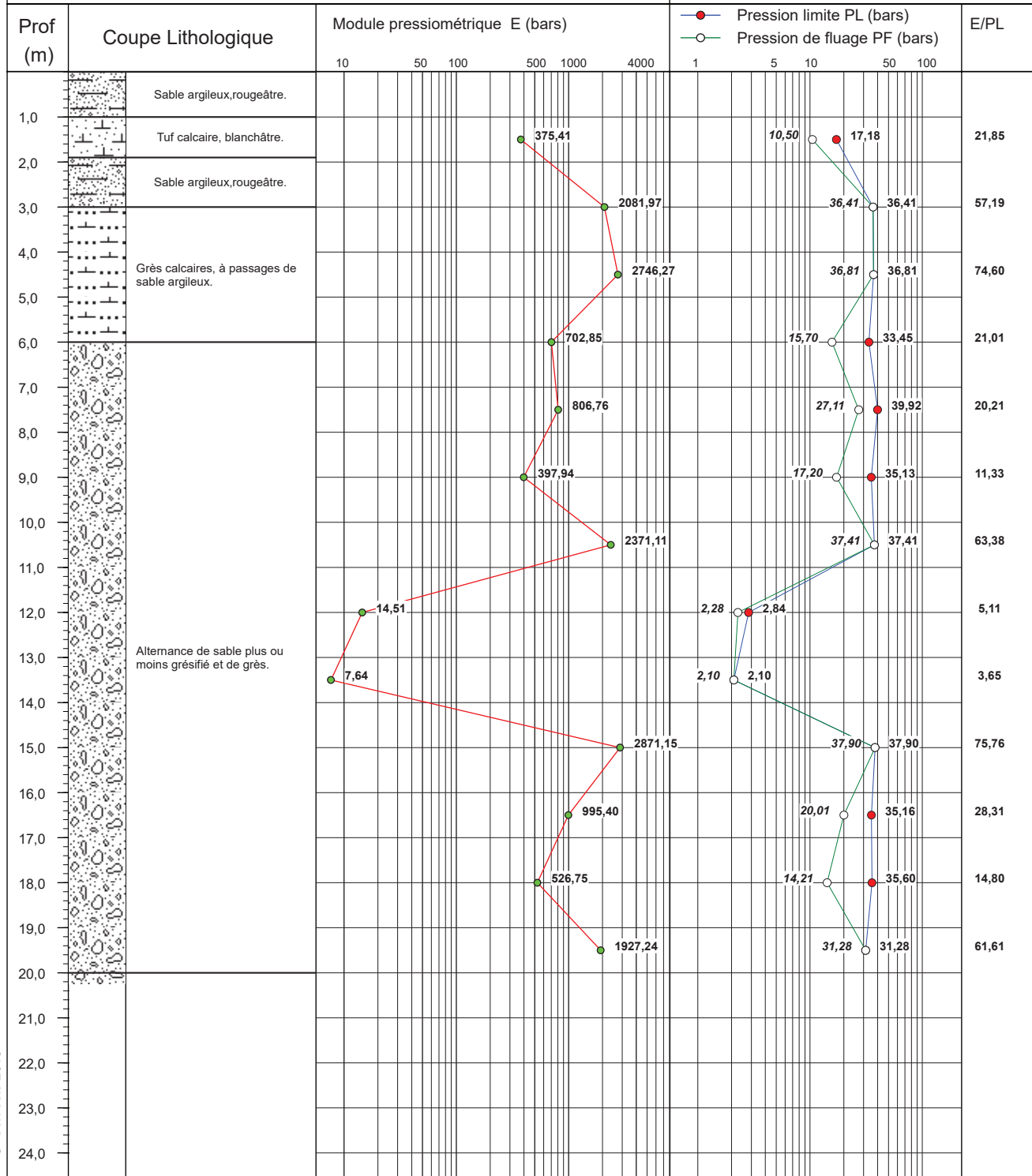
Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : 244 273

Z :

Y : 3 980 885



© SolTests 2013

Remarque :

Les essais à 12,0m et 13,5m sont ratés à cause des instabilités de la paroi du forage, produisant un trou trop large pour l'essai.

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PARTIE 02 : LES ESSAIS DE LABORATOIRE.

TENEUR EN EAU ET SATURATION :

La teneur en eau « Weau » de l'échantillon testé (échantillon de sable remanié) est très faible (Environ 1%) avec une valeur de degrés de saturation S_r d'environ 3%, ce qui indiquerait un Sol sec.

LA DENSITE :

La densité sèche des échantillons de grès obtenue varie entre 2,11 t/m³ et 2,36 t/m³, traduisant un état de la roche très dense

Tableau: Qualificatif du sol en fonction de sa masse volumique sèche. (NF P94-011)

<i>Etat</i>	<i>Masse volumique ρ_d (kg/m³)</i>
<i>Peu dense</i>	<i>$\rho_d \leq 1\ 600$</i>
<i>Dense</i>	<i>$1\ 600 \leq \rho_d \leq 1\ 800$</i>
<i>Très dense</i>	<i>$\rho_d > 1\ 800$</i>

ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Les essais granulométriques et sédimentométrique réalisés sur un échantillon remanié montrent un pourcentage de passants à 80 μ m d'environ 6% et les passants à 2 mm d'environ 100%. Ces résultats attestent un sol à prédominance sableuse.

VALEUR AU BLEU DE METHYLENE (VBS) :

L'essai au bleu de méthylène réalisé sur un échantillon de sable a donné une valeur de l'ordre de 0,05 caractérisant un sol insensible à l'eau.

Qualificatif d'un sol en fonction de son VBS (d'après la GRR 92) :

Ce critère doit cependant être complété par la vérification du

- VBS = 0.1 : seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol insensible à l'eau (au tamisat à 80 μ m qui doit être $\leq 12\%$).

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE :

Les essais de compression simple sur échantillons de grès ont donné des valeurs de résistances à la compression (RCS) comprises entre 1,21 MPA et 4,47 MPA, caractérisant une roche médiocre.

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

Tableau: Qualificatif d'une roche ou d'un sol en fonction de sa résistance à la compression simple

	CLASSE	DESCRIPTION	RESISTANCE A LA COMPRESSION (MPa)
ROCHES	R7	ROCHE EXTREMEMENT RESISTANTE	200 ET +
	R6	ROCHE TRES RESISTANTE	100-200
	R5	ROCHE RESISTANTE	50-100
	R4	ROCHE MOYENNEMENT RESISTANTE	12,5-50
	R3	ROCHE MOYENNEMENT MEDIOCRE	5-12,5
	R2	ROCHE MEDIOCRE	1,25-5
	R1	ROCHE TRES MEDIOCRE	0,6-1,25
SOLS	C4(G4)	DUR	0,15-0,6
	C3(G3)	COMPACT	0,08-0,15
	C2(G2)	MEUBLE	0,04-0,08
	C1(G1)	TRES MEUBLE	<0,04

R - Roche
C - Sol cohérent
G - Sol granuleux

ANALYSE CHIMIQUE ET AGRESSIVITE DU SOL :

Les analyses chimiques réalisées ont donné les résultats suivants :

Les sulfates : 0,206% - 0,231%

Les chlorures : 0,140% - 0,180%

Les carbonates : 8,68% - 14,08%

La matière organique : 0,91% - 3,86%

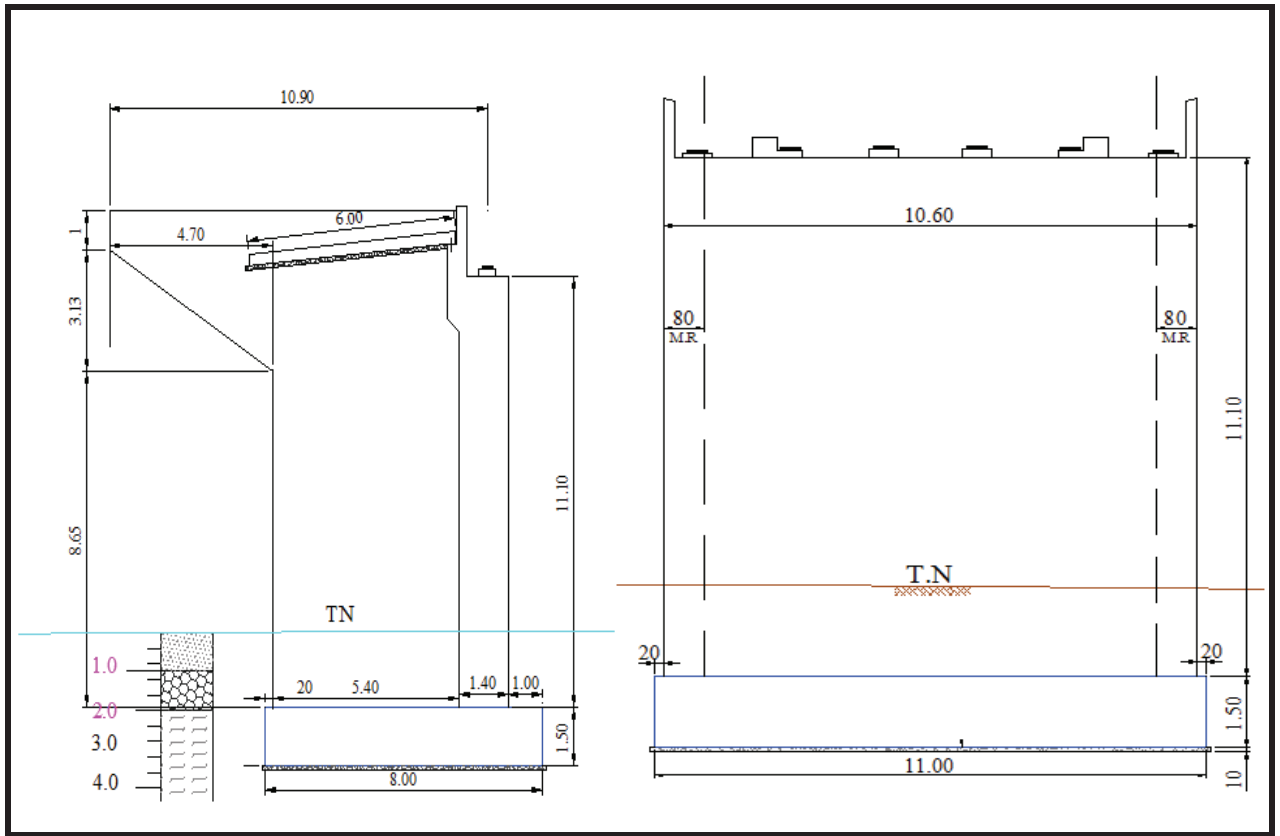
- Ces résultats montrent un taux de **sulfate faible** ($SO_4^{2-} < 0,24\%$), donc on est en présence d'un Sol non agressif, d'après la norme « NFP 18-011 », le sol est classé environnement **non agressif**
- Les teneurs en matières organiques des échantillons analysés varient entre 0,91% et 3,83%. Ceci Atteste de son caractère non à faiblement organique.



ANNEXE 02
CONCEPTION DES APPUIS

ANNEXE 02 : CONCEPTION DES APPUIS

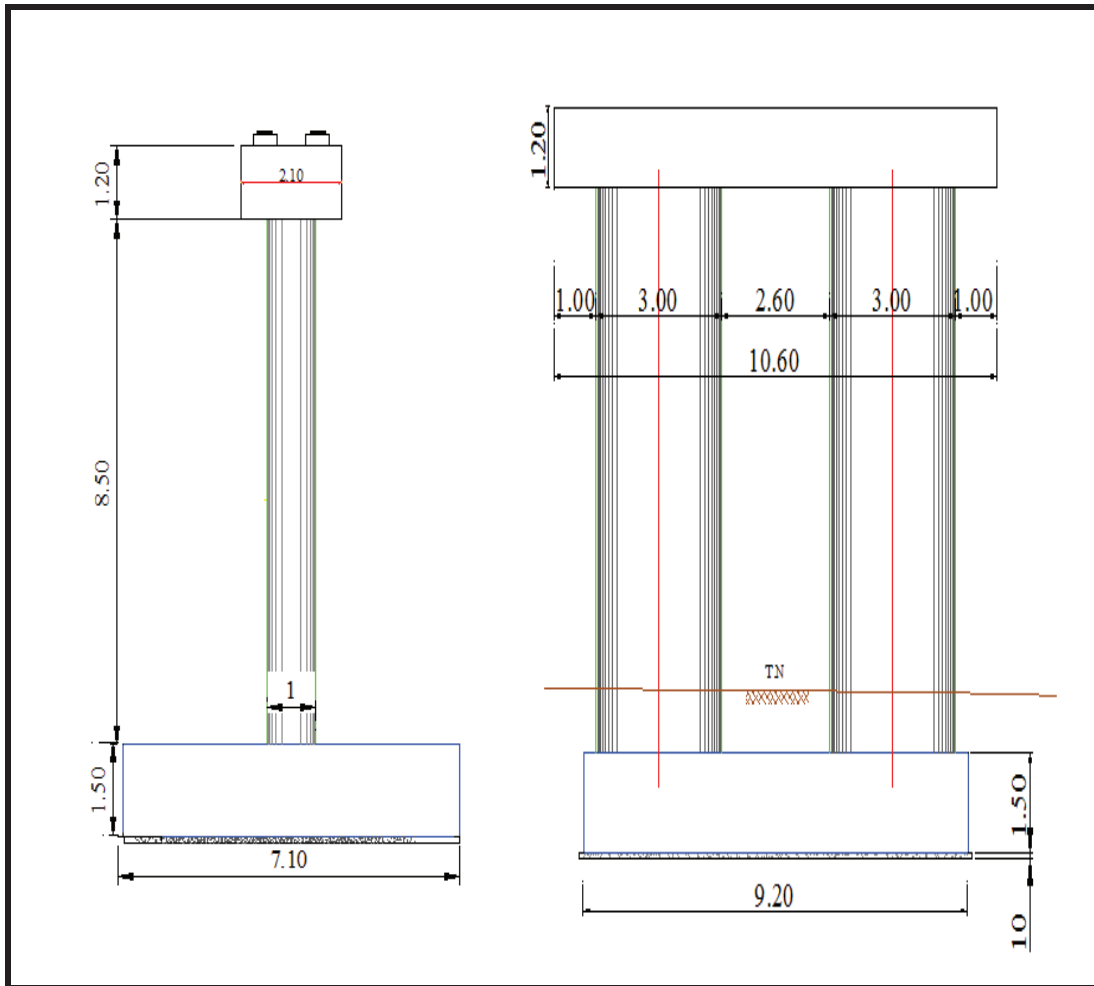
LE SCHEMA REPRESENTATIF DE LA CULEE :



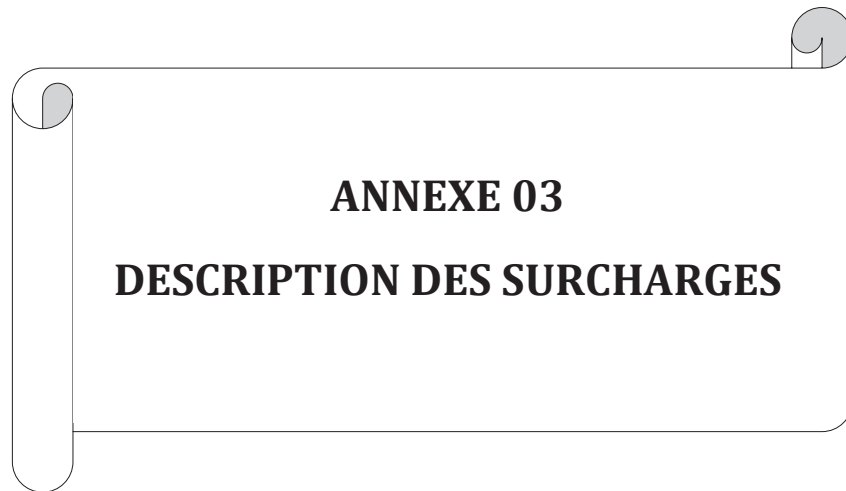
Coupe longitudinale et transversale sur la culée.

ANNEXE 02 : CONCEPTION DES APPUIS

LE SCHEMA REPRESENTATIF DE LA PILE :



Coupe longitudinale et transversale sur la pile.



ANNEXE 03
DESCRIPTION DES SURCHARGES

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Tous les détails présentés dans cette annexe sont extraits des Règles définissant les Charges à appliquer Pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR).

1. CLASSE DE PONTS :

Les ponts routes sont classés en 3 classes ; selon la largeur rouable et leur destination, le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque classe de ponts :

Tableau III-1 : Classe de ponts

Classe de ponts	caractéristiques
1 ^{ère} classe	$L_R \geq 7m$. Pont urbain ou en zone industrielle Pont désigné par le CTTP(et $L_R < 7m$)
2 ^{ème} classe	$5.5m < L_R < 7m$
3 ^{ème} classe	$L_R < 5.5m$

2. SYSTEME DE CHARGES A :

La charge A est une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ par des coefficients ; où :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(l+12)}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de (l) est multipliée par les coefficients a_1 du tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

La charge A_1 obtenue est multiplier par un coefficient $a_2 = v_0 / v$.
 v : la largeur d'une voie.

Et les valeurs de v_0 sont données par le tableau suivant :

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Tableau : Valeurs de v_0

Classe de pont	V_0
Première classe	3.5
Deuxième classe	3.0
Troisième classe	2.75

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

3. SYSTEME DE CHARGES B :

Le système de charges B comprend trois systèmes qui sont :

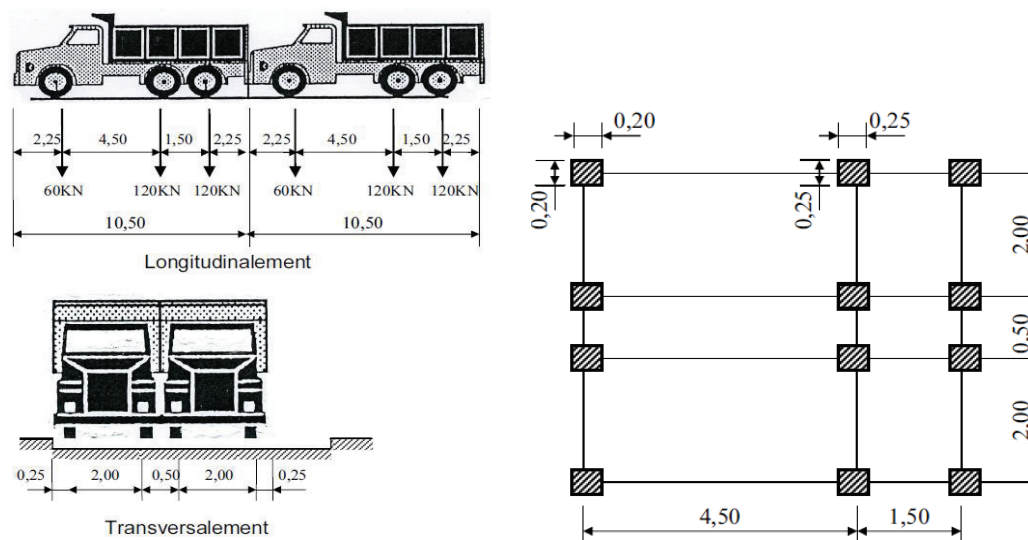
- Le système B_c se compose de camions types,
- Le système B_r se compose d'une roue isolée,
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux.

Les charges du système B sont calculées selon RCPR comme suit

3.1. SYSTEME B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN



On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la

Chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des Charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau ci-après :

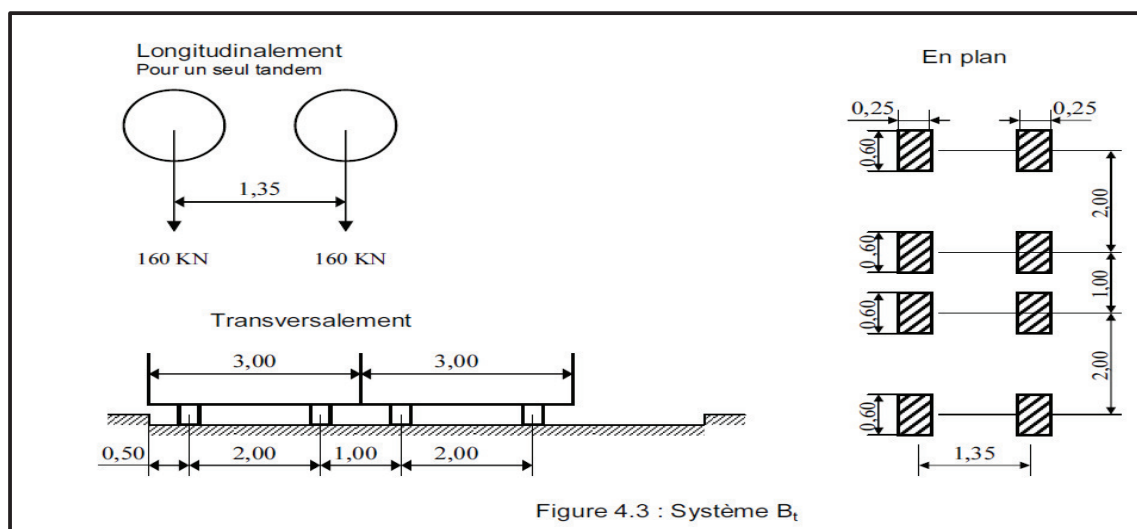
Tableau : valeurs de bc

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
Premiere classe	1.2	1.10	0.96	0.8	0.7
Deuxieme classe	1	1	-	-	-
Troisieme classe	1	0.8	-	-	-

3.2. SYSTEME B_t:

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 320 KN.
- Charge portée par chaque essieu : 160 KN.
- Distance des deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.



ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

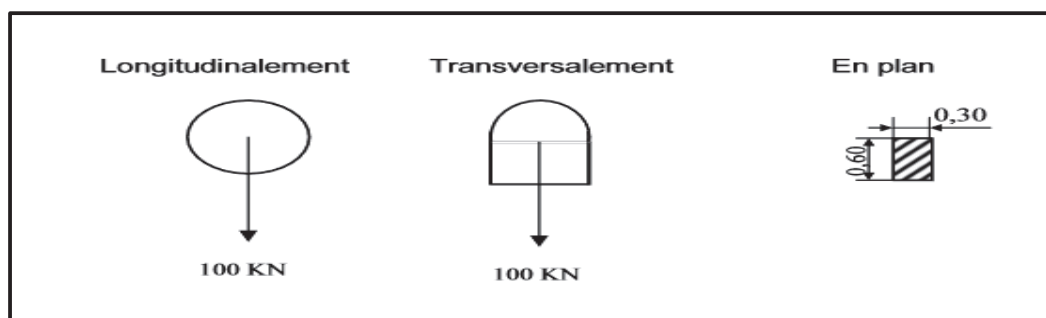
On peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems B_t et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prends-en-Compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Classe de pont	b _t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

3.3. SYSTEME B_r:

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



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

3.4. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Quand il s'agit de pont à poutre isostatique :

- La longueur L est la portée de la travée.
- G est le poids total de l'ouvrage dans cette travée (poids total du tablier dans la travée).
- S est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur le tablier multiplier par le coefficient bc ou bt.

Donc, pour :

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

LE SYSTEME DE CHARGE BC :

$$S = n_c \times P_c \times b_c$$

Avec: n_c : le nombre de camion sur le tablier.

P_c : le poids total de chaque camion ($P_c=300$ KN cas d'une voie chargée).

LE SYSTEME DE CHARGE BT

$$S = n_t \times P_t \times b_t$$

Avec :

N_t : le nombre de tandem sur le tablier.

P_t : le poids total de chaque tandem ($P_t=320$ KN).

▪ Le système de charge Br

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

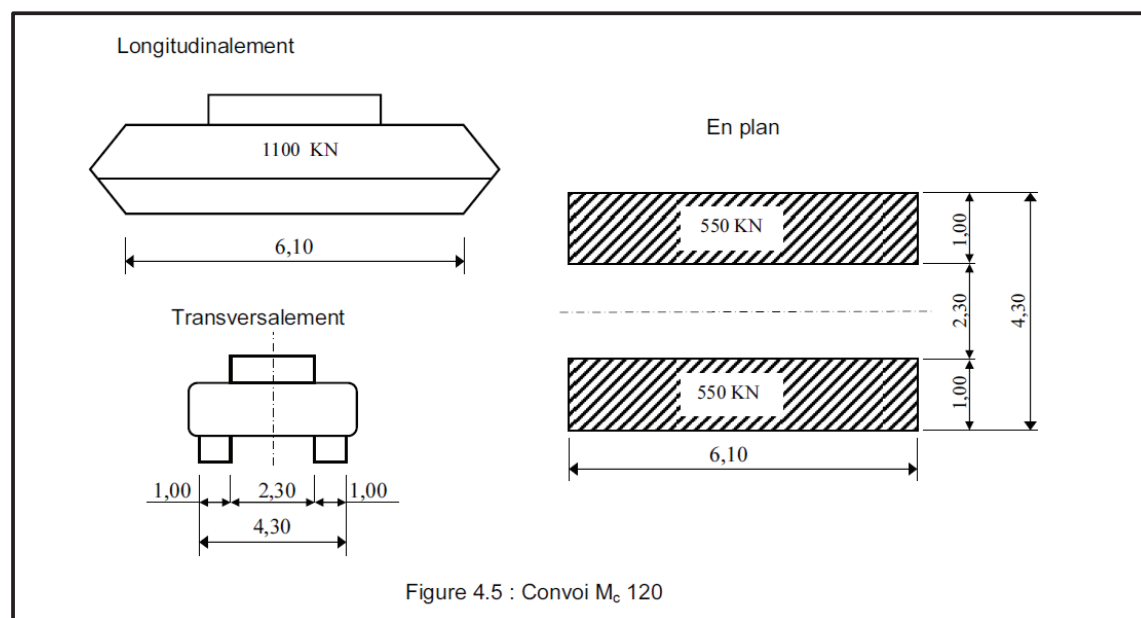
4. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE M_{C120}

Un véhicule type du système M_c 120 comporte deux chenilles et répond aux

Caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 1100 KN
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé



Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler en convoi dans le sens Transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée .

Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 30,50m.

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Les charges militaires ce type (Mc120) sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est déterminé par la même formule précédente :

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

Sachant que S est le poids total du chargement (S=1100 KN).

5. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240 :

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

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

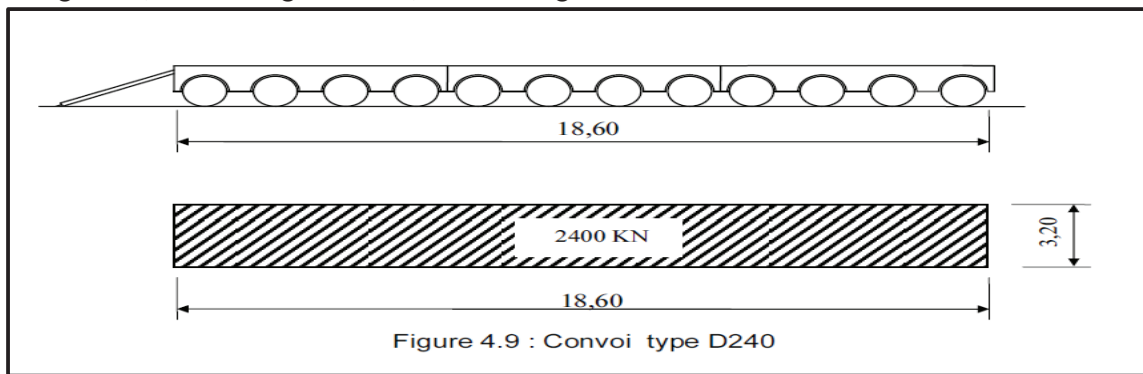


Figure 4.9 : Convoi type D240

Ce système de charge n'est pas frappé par la majoration dynamique.

6. EFFORT DE FREINAGE :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Pour avoir la valeur de l'effort de freinage on dispose les surcharges A et Bc d'une manière à avoir le cas le plus défavorable pour l'ouvrage, donc pour avoir l'effort de freinage maximal.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_A = \frac{A.S}{20+0.0035 S}$$

Expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée, donc :

$$S = l_c \times L$$

Avec, l_c la largeur chargeable et L la portée correspondant à la travée.

Pour le système de charge Bc chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Donc, $F_B = P$, avec : P le poids d'un camion (P=300KN)

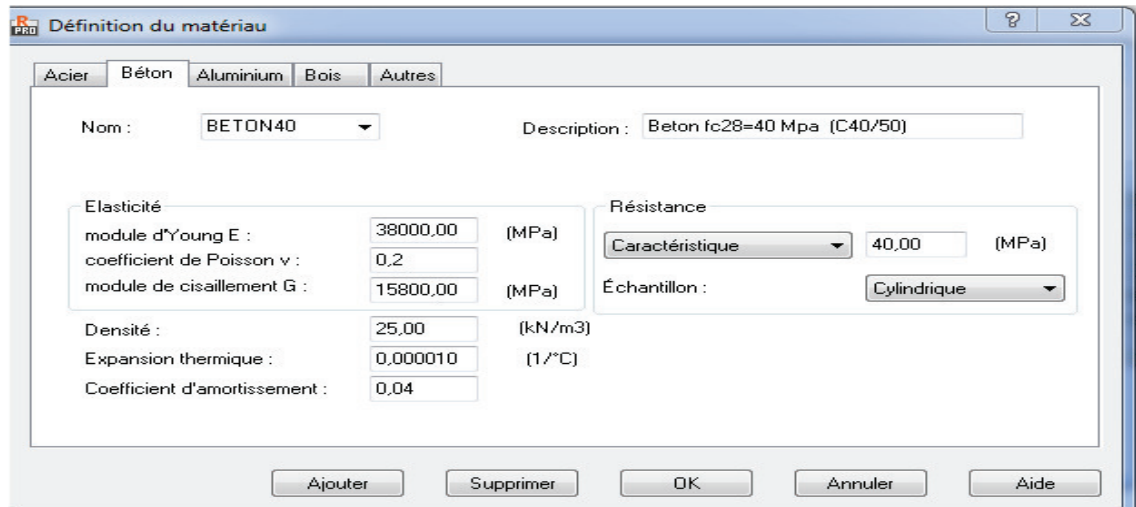


ANNEXE 04
CALCULE DES SOLLICITATIONS

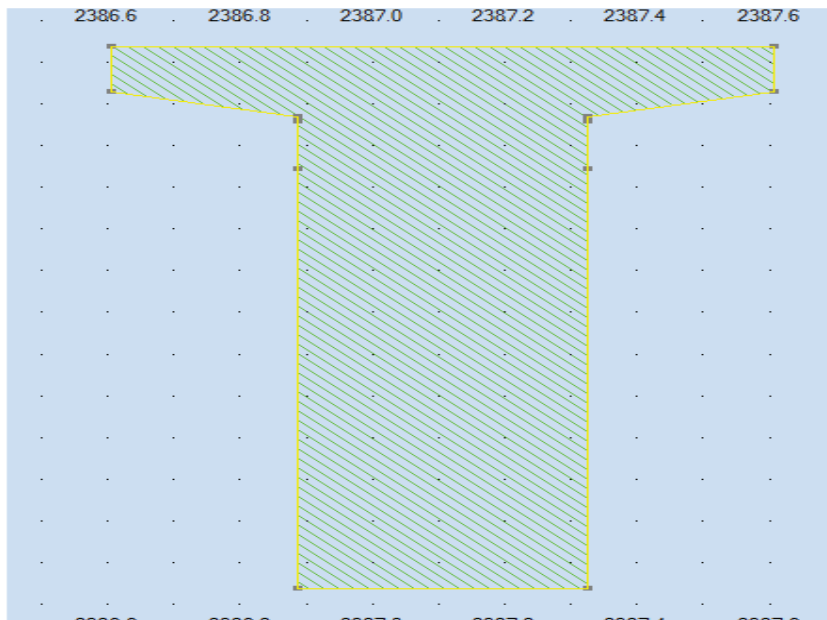
ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION

LES ETAPES DE LA MODELISATION :

- Effectuer le réglage des unités et des caractéristiques du matériau

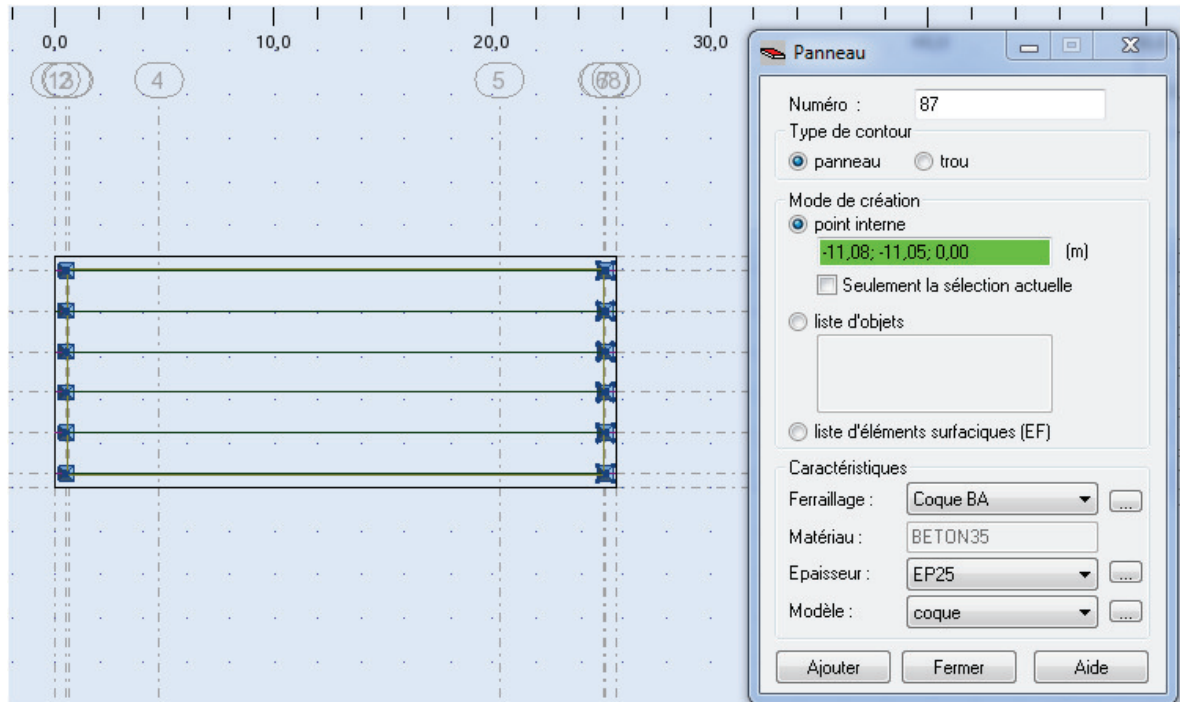


- Poser les lignes de construction pour la modélisation et présenter les poutres en Barres et en Importe les sections transversales des poutres d'Autocad sous forme d'un fichier DXF et les introduire dans le catalogue des profilés.

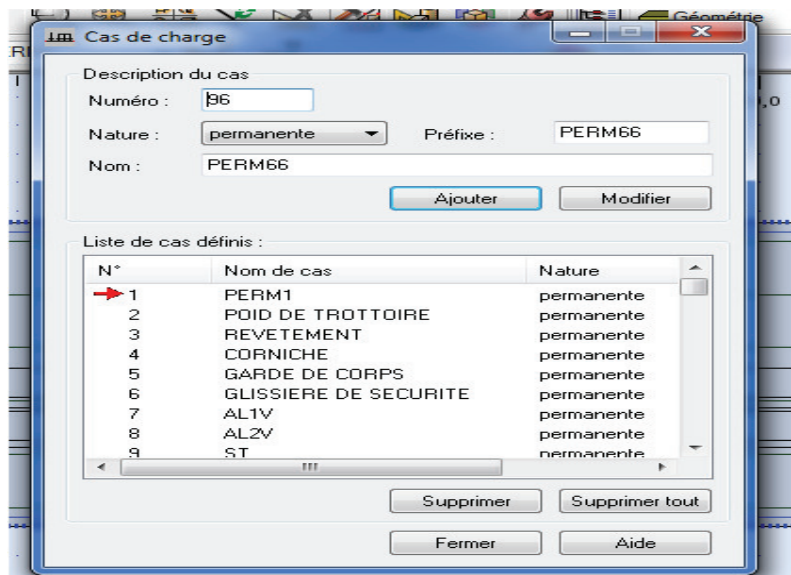


- Définir les appuis (appuis simple et double) de par et d'autre des barres et dessiner un panneau pour introduire l'hourdis.

ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION



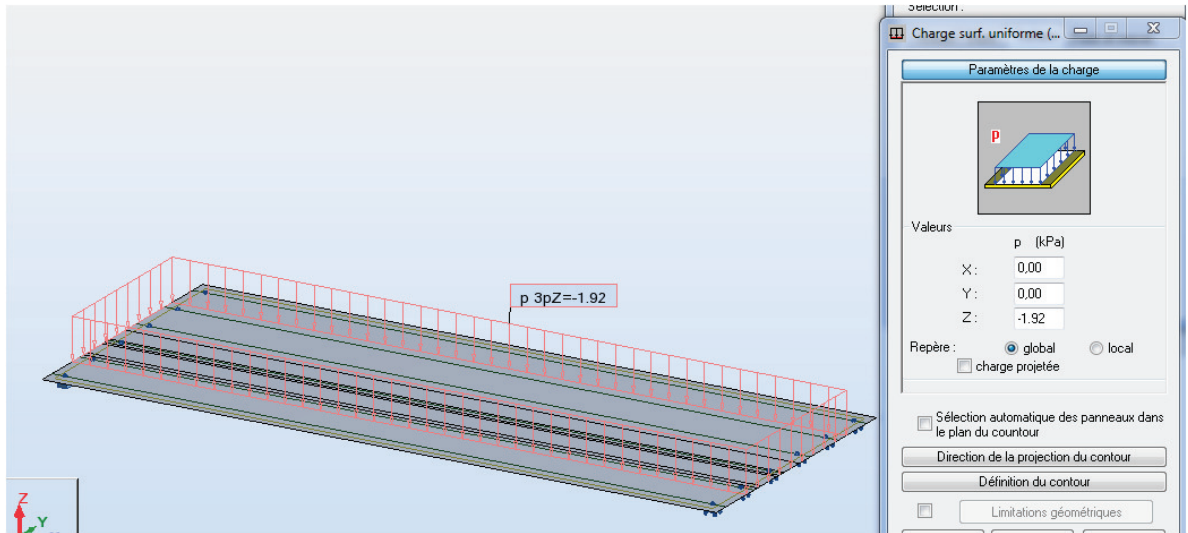
- Introduire les cas de charges.



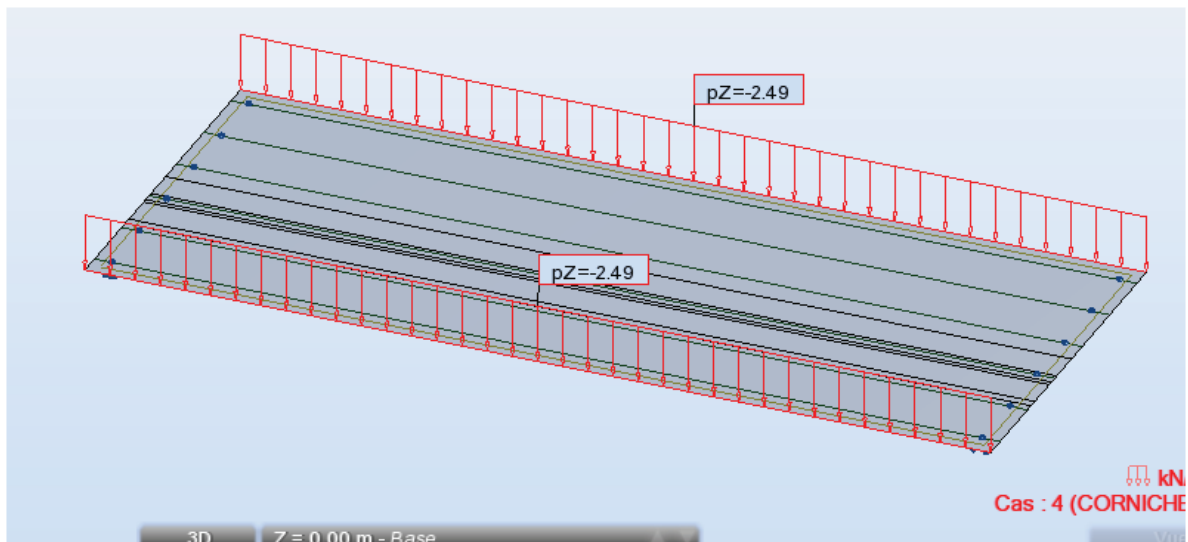
ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION

- Définir les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.

Cas de poids propre de revêtement (charge surfacique uniforme)

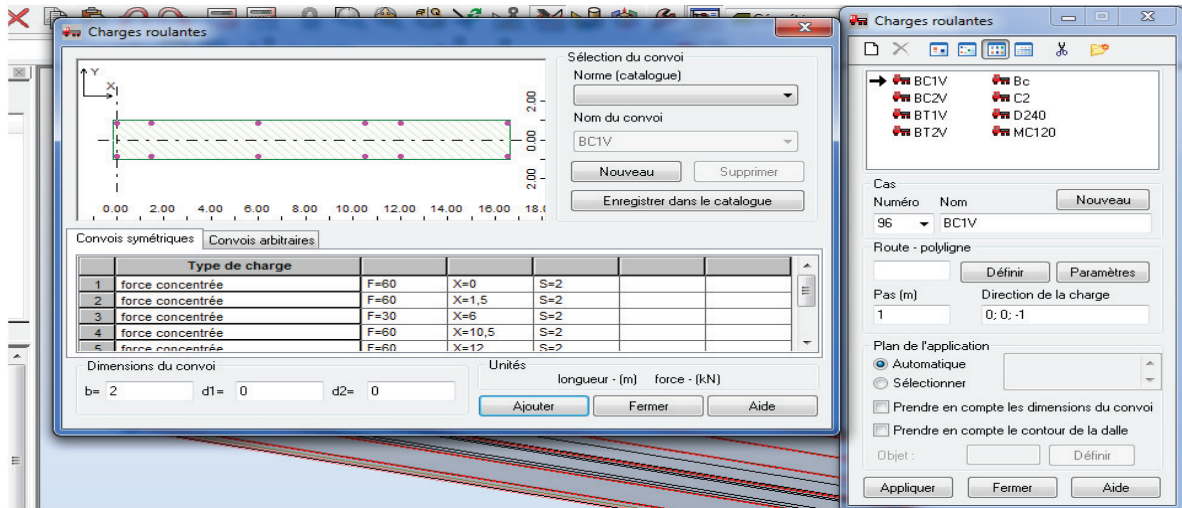


Cas de charge de poids propre de corniche (charge linéaire)



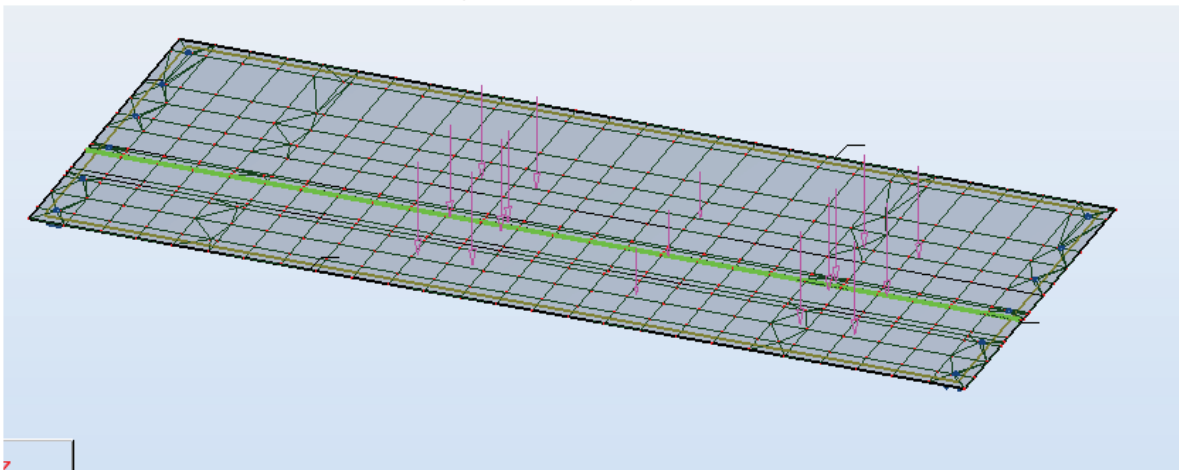
- Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants (b_t, b_c et δ). Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION

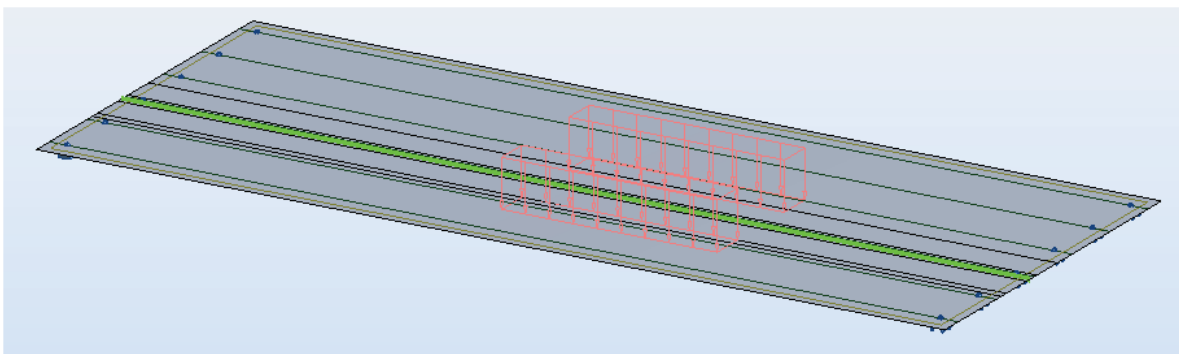


- Affectation l'axe des charge roulant

Cas de charge camion bc (force concentre)

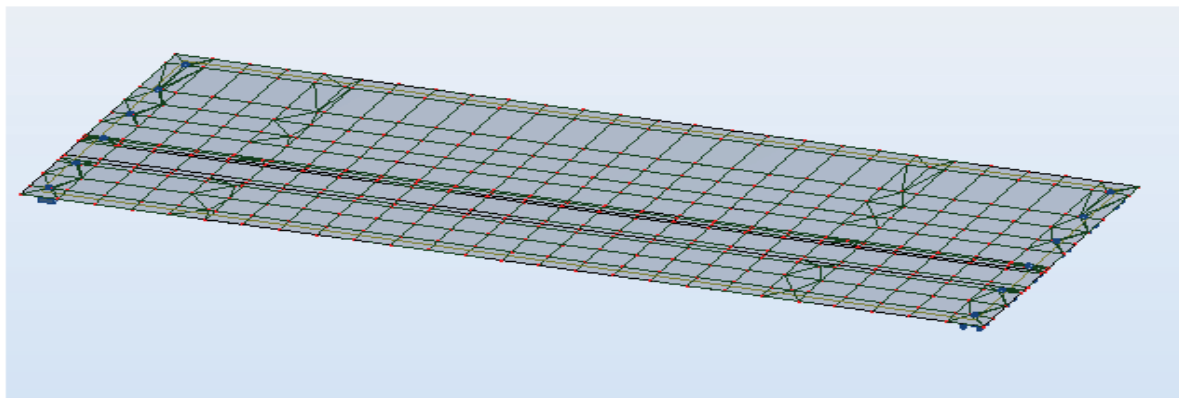
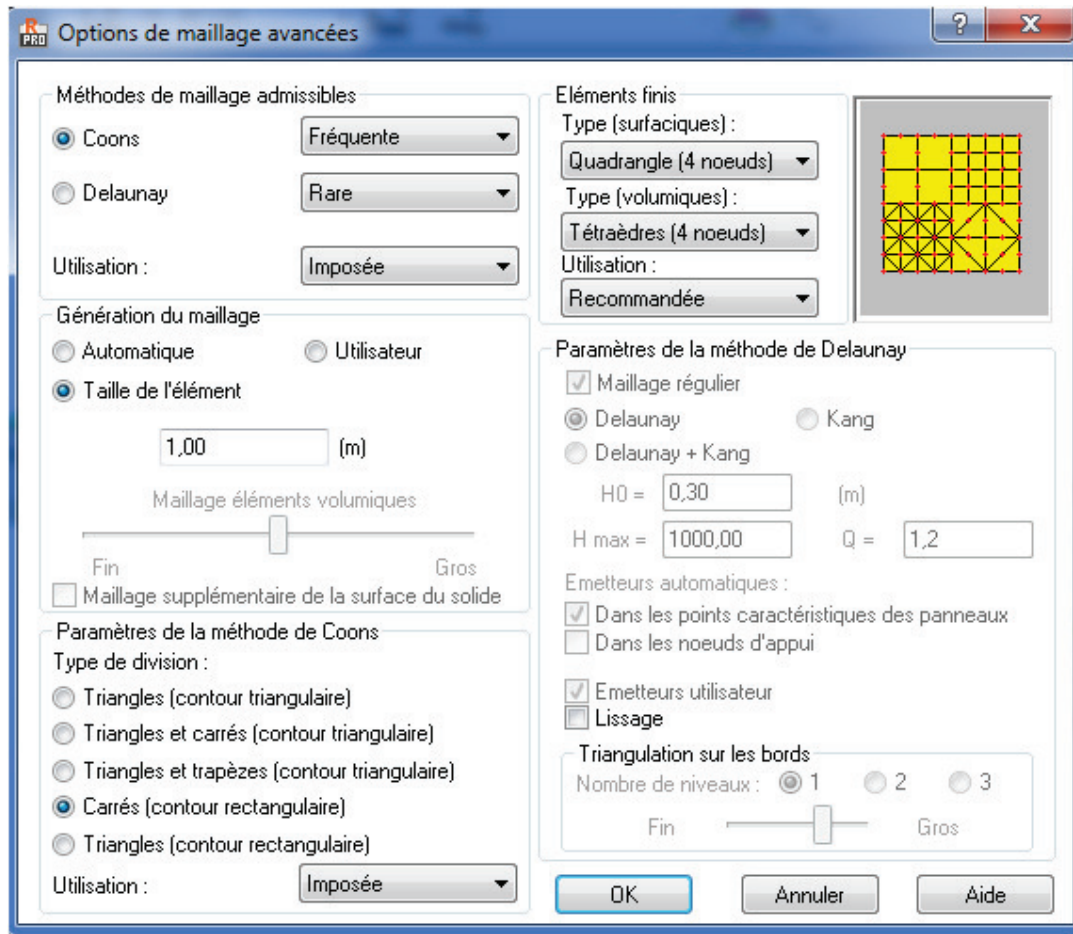


Cas de charge de convoi MC120(charge surfacique uniforme)



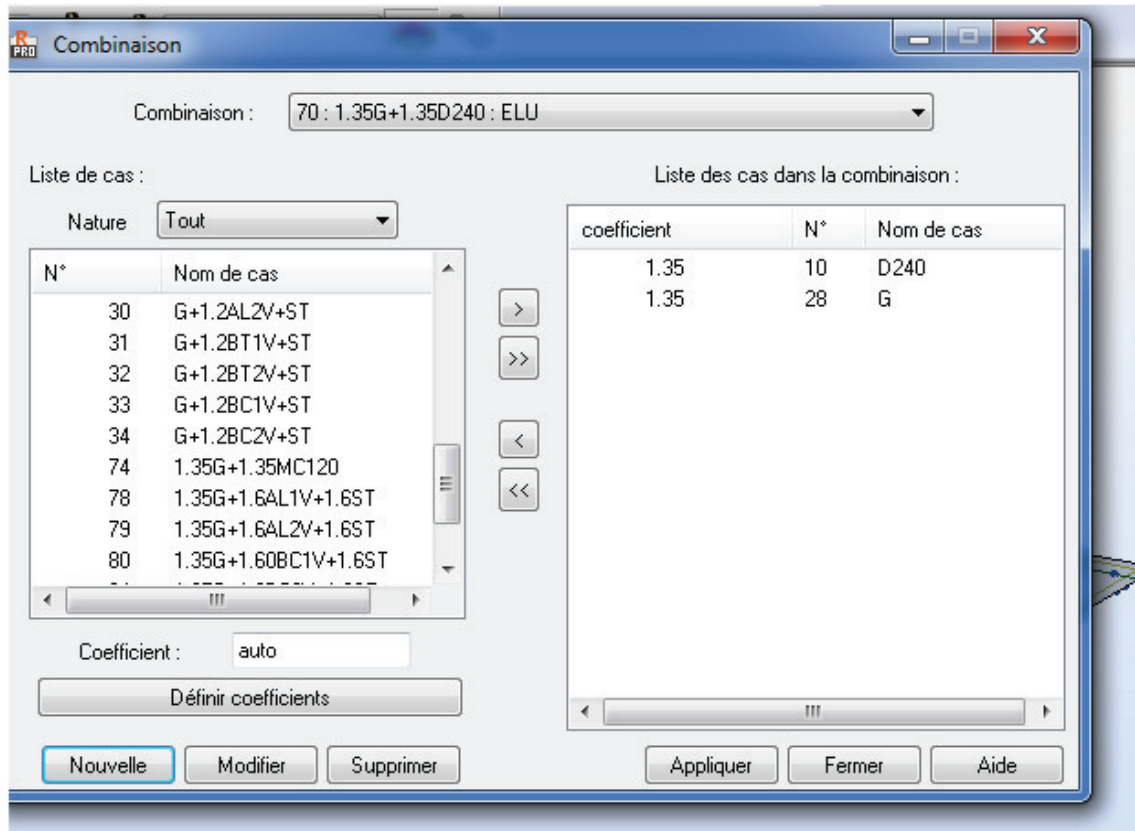
ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION

- on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable.



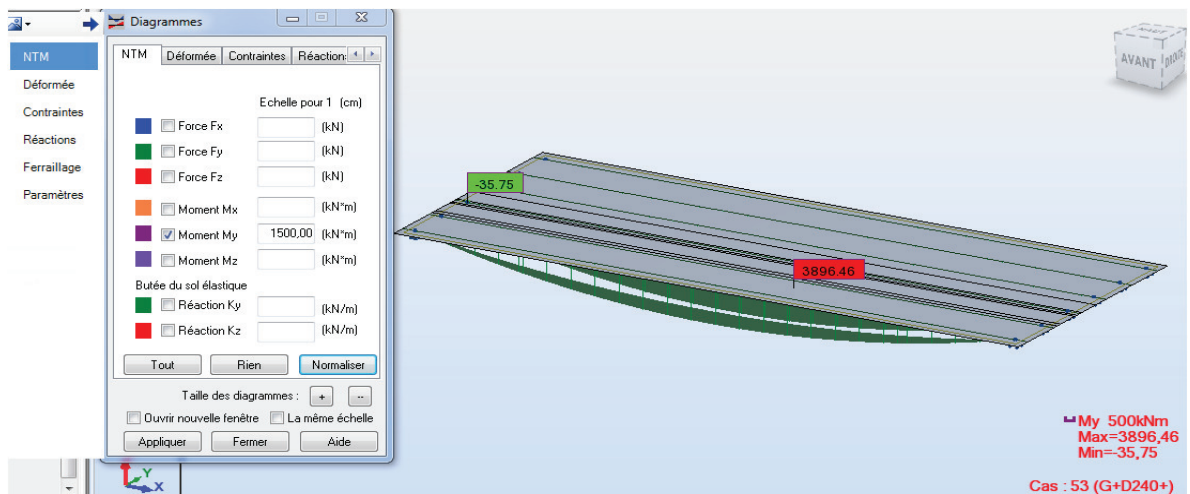
ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION

- Faire les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS :



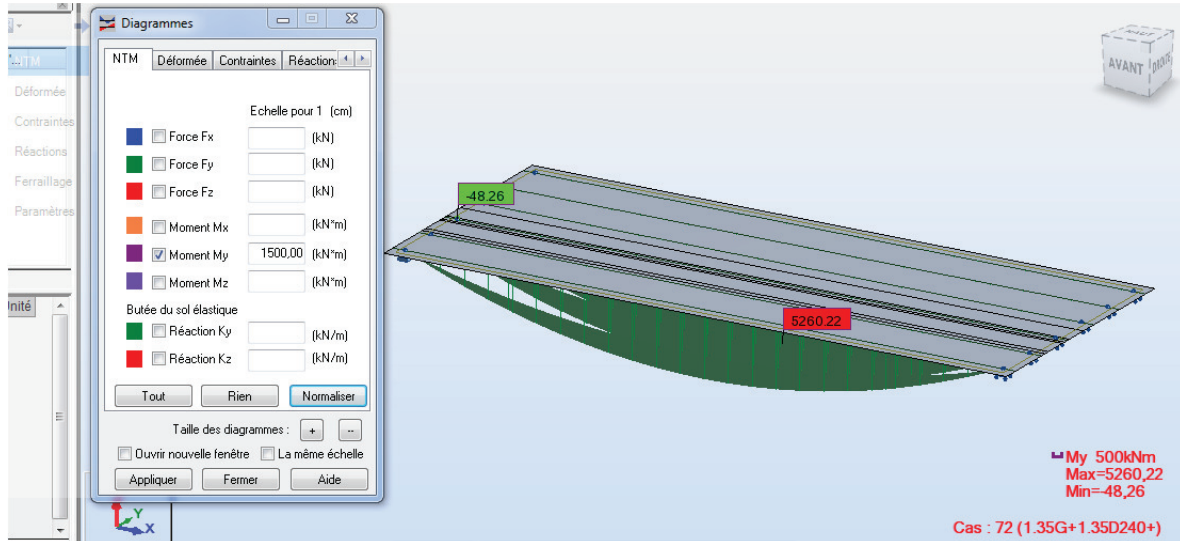
- Visualiser les résultats avec l'option « Diagramme des barres » pour les sollicitations au niveau des poutres et « Cartographie panneau » pour les sollicitations sur l'hourdis.

L'effort maximum a ELS sous la combinaison G+D240



L'effort maximum a ELS sous la combinaison 1.35 (G+D240)

ANNEXE 04 : CALCULE DES SOLLICITATION



L'effort maximum a ELU sous la combinaison 1.35 (G+D240)



ANNEXE 05
LA PRECONTRAINTE

PARTIE 01. ALLURE DES CABLES

1. PARAMETRE DE L'EQUATION PARABOLIQUE :

La disposition des câbles est distribuée en deux parties, l'une est rectiligne et l'autre parabolique.

Au niveau central de la poutre les câbles sont rectilignes puis leurs allures prennent une forme parabolique d'équation $y=ax^2$ dont l'origine est le point où la forme devient rectiligne.

Donc : $y=ax^2$; $tg(\alpha)=2ax$

$$a = \frac{tg(\alpha_k)}{2X_K}, \quad X_K = \frac{2Y_K}{tg(\alpha_k)}$$

D'où:

Sachant que X_k et Y_k sont les coordonnées de la position des câbles dans la section d'appuis pour le câble n°1,2.

On considère le repère (O, x_i, y_i) dont l'origine est située au niveau d'un des appuis ; et X_i, Y_i les coordonnées des différents câbles au niveau de la section de mise en tension selon le repère (O, x_i, y_i) .

Pour calculer les coordonnées des différents câbles y_i sur x_i varier de 0 à L (longueur de la poutre) telle que pour $X=0$ on a Y_0 (coordonnée des câbles à l'about de poutre) connue on applique la formule suivante :

$$Y_i = Y_0 - (Tang(\alpha_j) \times X_i).$$

Position et inclinaison des câbles dans chaque section :

N° câble	L(m)	$\alpha_{rel}(^\circ)$	$Y_i(m)$		
			X=0m	X=1m	X=12.85m
C1	23.70	4	0.55	0.48	0.12
C2	23.70	5	0.95	0.86	0.40

PARTIE 02 : CALCUL DES PERTES

Le calcul des pertes se fait au niveau de la section critique ou les contraintes de compression et de traction dans le béton atteignent sa limite. (pour $x=l/2$)

1. LES PERTES INSTANTANÉES :

1.1. PERTES PAR FROTTEMENT :

Le calcul des pertes par frottement est déterminé à partir de la formule suivante :

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

Avec : $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$ c'est la tension à l'origine vaut 1416 MPA.

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1)

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1)

X : la distance de la section considérée (m)

Les valeurs des coefficients f et φ sont fixées dans le BPEL : $\varphi = 0.002 \text{ m-1}$ $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 < R < 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau. calcule les pertes par frottements

N° câble	$X = \frac{L}{2}$ (m)	B (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ moy(MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ moy(%)
C1	12.85	0.061	0.037	50.94	53.06	0.0375
C2	12.85	0.078	0.040	55.18		

1.2. PERTES DUES AU RECU D'ANCRAGE :

Lorsqu' après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelque millimètre. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble.

Après rentrées d'ancrage, la tension a l'abscisse $x < d$ est :

$$\sigma'_{p(x)} = \sigma_{p0} \times e^{[-2K(d) + K(x)]}$$

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

l : la longueur de la poutre.

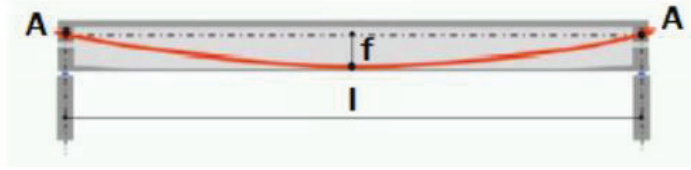
d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$

k : constante $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

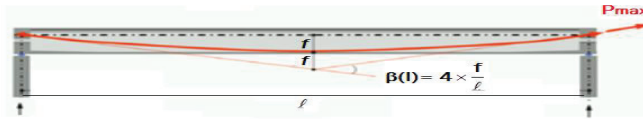
g : l'intensité de recul d'ancrage $g = 2$ à 6 mm

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

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



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



N°câble	l(m)	f(m)	R(m)	$\beta(l)$ rad	K(m ⁻¹)	d(m)	$\Delta\sigma_p(l/2)$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pmoy}(l/2)$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pmoy}(l/2)$ (%)
C1	12.85	0.36	194.99	0.061	0.0029	16.80	31.924	30.34	0.021
C2	12.85	0.46	151.80	0.078	0.0031	16.13	28.756		

1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

la perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{AVEC} \quad \sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : effort de précontraint, $p = n \times p_0 (1 - \Delta \sigma \varphi_{moy}(\%))$

E_p : module d'élasticité de l'acier = 190000 MPA .

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanées du béton égale a $11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

e : excentricité moyenne des câbles égale a 0.83 m.

M_p : moment du au poids propre de la section médian 0.86 KN .m

I_G : moment d'inertie de section médiane d'une poutre seule.

B : la section médian d'une poutre seule.

σ_{bi} (Mpa)	σ_c (Mpa)	σ_c (%)
16.95	42.80	0.03

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

2. LES PERTES DIFFERE :

2.1. PERTE PAR RELAXATION :

Cette perte dépend de l'acier et de son traitement, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

Avec ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000h égale à 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

σ_i : égale à $(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi moy} - \Delta\sigma_{p moy} - \sigma_e)$

X	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPA)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
12.85	57.79	0.041

2.2. PERTE PAR RETRAIT :

Les câbles. Liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

Avec :

ε_r : le retrait final du béton égale à 2.10^{-4}

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPA et } \Delta\sigma_r(\%) = 0.0268$$

2.3. PERTE PAR FLUAGE :

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

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

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

$E_p = 190000 \text{ MPA}$.

$$P : n \times p_0 \times (1 - \Delta\sigma_{\phi moy}(\%) - \Delta\sigma_{p moy}(\%) - \sigma_e(\%))$$

B : la section médian d'une poutre avec hourdi.

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

I_G : moment d'inertie de section médiane d'une poutre avec hourdi.

PARTIE 03. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION NETTE ET HOMOGENE :

Les sections nettes des trois sections sans ou avec hourdi sont calculé on utilisant logiciel autocad (la commande soustraction) pour soustraire les trous de passage les aciers de précontrainte de la section brute, après on fait sortir ses caractéristique mécanique qui sont :

v' (la position au-dessous de centre de gravité de la section nette jusqu'en la fibre extrême)

$v = Y_G$ (m)

V (la position au-dessus de centre de gravité de la section nette)

$V = H_{\text{poutre}} - Y_G$ en mètre

I_{nG} c'est le moment d'inertie nette par rapport au centre de gravite de la section en m^4

ρ : Rendement géométrique de la section en pourcentage.

$$\rho = \frac{I_{nG}}{v' \cdot v \cdot B} (\%)$$

	X = 0		X = L/4		X = 3L/4		X = L/2	
	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre +hourdi	Poutre seul	Poutre + hourdi
H(m)	1.30	1.55	1.30	1.55	1.30	1.55	1.30	1.55
B_{nette} (m)	0.637	1.102	0.426	0.893	0.426	0.893	0.426	0.893
V_n (m)	0.583	0.534	0.556	0.449	0.556	0.449	0.556	0.449
V'_n (m)	0.718	1.016	0.744	1.101	0.744	1.101	0.744	1.101
I_{nG} (m^4)	0.103	0.240	0.089	0.192	0.089	0.192	0.089	0.192
ρ (%)	38.589	40.09	50.469	43.590	50.469	43.590	50.469	43.590

PARTIE 04. LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMAL A ELS :

Tou d'abord en vas calculer P1, et P2 en chaque phase avec des pertes différentes :

Pour la phase 01 : on prend 50% des pertes instantané égale à 4.46%

Pour la phase 02 : on prend 100% des pertes instantané vaut 8.91%

Pour la phase 03 : on prend 100% des pertes instantané et 50% des pertes différé égale à 16.49%

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Pour la phase 04 : c'est la phase de mise en service en prend les pertes totale (instantanée diffère) vaut 24.07%

Vue que la classe de calcul de précontraint est en classe deux selon le BPEL la vérification se fait à la combinaison rares comme ci-après :

$$\text{En exécution (phase 01, 02, 03) : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} \geq -0.7 f_{tj}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (p \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\text{En service (phase 04) : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} \geq -f_{tj}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (p \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \leq 0.6 f_{c28}$$

		Phase 01				Phase 02			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X =L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X =L/2
d(m)		0.75	0.39	0.29	0.26	0.75	0.39	0.29	0.26
e(m)		-0.03	0.35	0.45	0.49	-0.03	0.35	0.45	0.49
M _{ELS}		0.00	0.63	0.80	0.86	0.00	0.63	0.80	0.86
P1(MN)		2.34	2.34	2.34	2.34	4.51	4.51	4.51	4.51
P2(MN)		2.20	2.20	2.20	2.20	4.15	4.15	4.15	4.15
σ_p (Mpa)	σ_{sup}	0.00	2.94	5	5.34	0.00	3.94	5.00	5.34
	σ_{inf}	0.00	-5.27	-6.69	-7.18	0.00	-5.27	-6.69	-7.19
σ_{p1} (Mpa)	σ_{sup}	4.10	0.31	-1.15	-1.59	7.91	0.61	-2.21	-3.07
	σ_{inf}	3.14	12.42	14.38	15.06	6.06	23.95	27.72	29.04
σ_{p2} (Mpa)	σ_{sup}	2.86	0.30	-1.08	-1.50	7.28	0.56	-2.04	-2.83
	σ_{inf}	2.96	11.69	13.54	14.18	5.57	22.04	25.51	26.72
σ_{max} (Mpa)	σ_{sup}	4.10	4.25	3.85	3.74	7.91	4.54	2.78	2.27
	σ_{inf}	3.14	7.16	4.69	7.88	6.06	18.68	21.03	21.85
σ_{min} (Mpa)	σ_{sup}	3.86	4.23	3.92	3.84	7.28	4.49	2.96	2.52
	σ_{inf}	2.96	6.43	6.85	7	5.57	16.77	18.82	19.53

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

		Phase 03				Phase 04			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X =L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X =L/2
d(m)		0.75	0.39	0.29	0.26	0.75	0.39	0.29	0.26
e(m)		0.27	0.71	0.81	0.84	0.27	0.71	0.81	0.84
M _{ELS}		0.00	1.22	1.55	1.70	0	1.82	2.14	3.896
P1(MN)		4.23	4.23	4.23	4.23	3.94	3.94	3.94	3.94
P2(MN)		3.72	3.72	3.72	3.72	3.29	3.29	3.29	3.29
σ_p (Mpa)	σ_{sup}	2.85	2.85	3.62	3.97	0.00	4.25	9.10	9.10
	σ_{inf}	-6.98	-6.98	-8.87	-9.73	0.00	-10.41	-22.29	-22.29
σ_{p1} (Mpa)	σ_{sup}	-2.28	-2.28	-3.26	-3.56	1.24	-2.12	-3.32	-3.32
	σ_{inf}	21.91	21.91	24.33	25.05	8.01	20.42	23.34	23.34
σ_{p2} (Mpa)	σ_{sup}	0.65	0.65	0.13	-3.14	4.07	1.22	-2.77	-2.77
	σ_{inf}	19.30	19.30	21.43	22.06	6.69	17.06	19.50	19.50
σ_{max} (Mpa)	σ_{sup}	0.57	0.57	0.35	0.41	1.24	2.13	5.78	5.78
	σ_{inf}	14.93	14.93	15.46	15.33	8.01	10.01	1.05	1.05
σ_{min} (Mpa)	σ_{sup}	3.50	3.50	3.75	0.83	4.07	5.47	6.32	6.32
	σ_{inf}	12.3	12.32	12.56	12.34	6.69	6.64	6.69	-2.30

PARTIE05 : JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Pour la vérification, on procède comme suit :

Les contraintes dans l'acier et le béton :

ε_{pm} : allongement des câbles avec σ_{pm} correspondant à la contrainte existant dans les Armatures

$\Delta \varepsilon_p'$: allongement des câbles dû à la déformation du béton.

$\Delta \varepsilon_p$: variation accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau des Armatures de précontraintes.

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

σ_{bpm} : contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$$A_s = 10.68 \text{ cm}^2$$

$$c \text{ (cm)} = 5$$

$$d_s \text{ (m)} = H_t - c = 1.50 \text{ m}$$

$$d_p \text{ (m)} = H_t - H_{moy} = 1.29 \text{ m}$$

$$N_u = P_m \text{ Avec: } P_m = (p_0 - \Delta\sigma_{tot}) \cdot n \cdot A_p$$

$$P_m = (1416 - 0.0891) \cdot 2 \times 0.00014$$

$$P_m = 4.76 \text{ MN} \quad \Longleftrightarrow \quad N_U = 4.76 \text{ MN}$$

Pour la vérification, on procède comme suit :

1ère itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad \varepsilon_{bc} = 3.5\% \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{N}_u = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

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

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \quad \Longleftrightarrow \quad y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} \cdot d_s \quad \Longleftrightarrow \quad y = 0.389 \text{ m} \quad \Longleftrightarrow \quad 0.8 y = 0.311 \text{ m}$$

On calcul par Autocad la surface du béton comprimé, Soit : $B(0.8y) =$

$$B(0.8 y) = 0.5260 \text{ m}^2$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Longleftrightarrow \quad N_{bc} = 11.92 \text{ MN}$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s \text{ tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA} \quad \Longleftrightarrow \quad N_s = 0.464 \text{ MN}$$

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

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{e_0}{I_n} (M_g + P_m e_0) = \frac{4.76}{0.893} + \frac{0.84}{1.101} (0.86 + 4.76 \times 0.84) = 9.04 \text{ MPA.}$$

Tableau VI. 9. Calcul des déformations pour la justification à L'ELU

Déformation	$\Delta\varepsilon''_p$ (‰)	ε_{pm} (‰)	$\Delta\varepsilon'_p$ (‰)	$\Sigma \varepsilon$ (‰)
Formule	$\Delta\varepsilon''_p = \frac{dp-y}{y} \varepsilon_{bc}$	$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_p}{E_p}$	$\Delta\varepsilon'_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$	15.738
A.N	$\Delta\varepsilon''_p = \frac{1.29-0.389}{0.389} \times 3.5$	$\varepsilon_{pm} = \frac{1416}{190000}$	$\Delta\varepsilon'_p = 5 \cdot \frac{9.04}{190000}$	
Résultat	8.02	7.44	0.278	

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

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

La résolution de ces équations est faite avec MATLAB

$$\Sigma \varepsilon = \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{E_P} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{p\alpha 1} = 2933.75$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{E_P} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{p\alpha 2} = 2712.48$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 221.27$$

$$N_p = 0.74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{N}_u = 9.14 > N_u = 4.76 \text{ MPA}$$

Cela signifie que la section de béton comprimé est trop grande, on peut pivoter le diagramme autour de pivot A pour optimiser le béton comprimé.

DEUXIEME ITERATION :

On suppose que $\bar{N}_u = N_u$, on cherche B(y) :

$$\bar{N}_u = N_{bc} - N_s - N_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p \text{ donc : } B(y) = \frac{\bar{N}_u + A_s \cdot \sigma_s + n \cdot A_p \cdot \sigma_p}{\sigma_{bc}}$$

$$AN : B(y) = 0.263 \quad 0.8 \cdot y = 0.16 \quad y = 0.13$$

On déduit la déformation du béton à partir de diagramme des pivots :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \quad \varepsilon_{bc} = 0.949 \quad \Delta \varepsilon''_p = 8.468 \quad \Sigma \varepsilon = 15.81$$

$$\Sigma \varepsilon = \frac{\Delta \sigma_{\alpha 1}}{E_P} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{p\alpha 1} = 2938.22$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\Delta \sigma_{\alpha 2}}{E_P} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \implies \sigma_{p\alpha 2} = 2712.48$$

$$\sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 225.74$$

Ce qui donne pour la valeur de $\bar{N}_u = 4.73 \text{ MN} \approx 4.76 \text{ MN}$

Calcul de \bar{M}_u

$$z(y) = d_p - 0.4y = 1.238$$

$$\bar{M}_u = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 7.28 \text{ MN} > M_u = 5.26 \text{ MN}$$

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

PARTIE06 : VIERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT.

$$\tau_{\max} = \max | \tau_x + \tau | \leq 1,5 f_{tj}$$

$$\text{avec : } \tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r} \text{ et } \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n B_n} \quad S(t) = b_0 \cdot t \left(v' - \frac{t}{2} \right)$$

$L_r = h = 1.30 \text{ m}$: longueur de régularisation

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

b : largeur de la section.

τ_x : contrainte de cisaillement due a V_x

B_n (m²)	I_n (m⁴)	V'_n(m)	V_n(m)	α_1°	α_2°	b_n (m)	A_P (m²)	σ_{p0}(MPa)	$\Delta\sigma_{ins}$(MPa)
0.637	0.103	0.718	0.583	4	5	0.36	0.00168	1416	126.20

$$V_x = \sum p_i \cos \alpha_i - b \int \sigma(t) dt$$

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

Calcul de σ :

$$\sigma(y) = \frac{\sum p_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum p_i \cos \alpha_i \cdot e_i}{I_n} y$$

avec $p_i = (\sigma_{p0j} - \Delta\sigma_{insta}) \cdot A_P$

Tableau. Calcule forces de précontrainte

Câble	P_i (MN)	α_i (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	e_i (m)	$P_i \cos \alpha_i e_i$
1	2.1668	4	2.1615	0.1511	-0.17	-0.3674
2	2.1668	5	2.1585	0.1888	0.23	0.4964
Somme	/	/	4.32	0.3399	/	0.129

D'où :

$$(y) = 6.78 + 1.25y$$

On effectue le changement de variable de « y » à « t » tel que : $t = v' + y \Rightarrow y = t - 0.718$

$$\sigma(t) = 5.88 + 1.25 t \implies \int \sigma(t) dt = 5.88t + 1.25t^2/2$$

t (m)	V_x (MN)	τ_x (MPa)
0.55	0.655	2.290
0.95	-0.547	-1.912

Pour la contrainte τ :

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

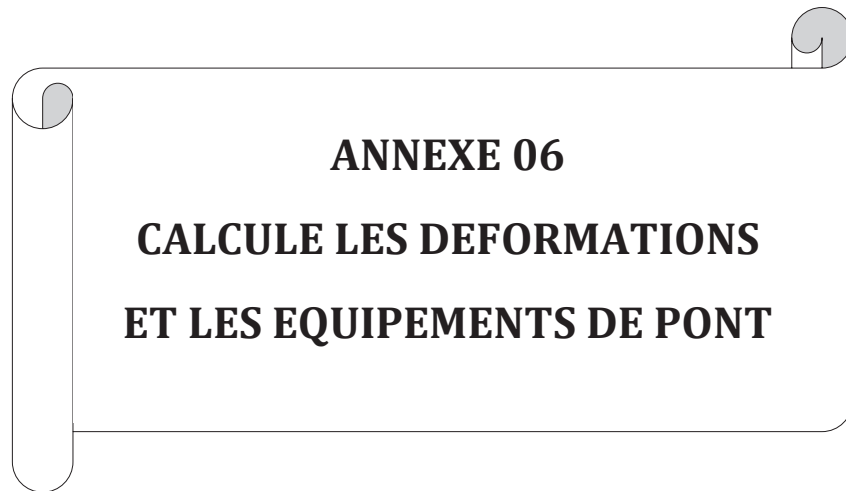
ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Câble	S(t) (m ³)	V _{red} (MN)	τ (MPa)
1	0.107	0.47	0.766
2	0.101	0.47	0.723

Récapitulatif des résultats :

Câble	t (m)	τ_x (MPa)	τ (MPa)	$ \tau_x + \tau $ (MPa)	1.5f _t τ (MPa)	Vérification
1	0.55	2.290	0.766	3.05	3.285	vérifier
2	0.95	-1.912	0.723	1.189	3.285	vérifier

D'où la condition sur les contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation est vérifiée.

A decorative scroll graphic with a white background and a black border. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

ANNEXE 06
CALCULE LES DEFORMATIONS
ET LES EQUIPEMENTS DE PONT

PARTIE 01 : CALCULE DES DEFORMATIONS :

1. LA FLECHE :

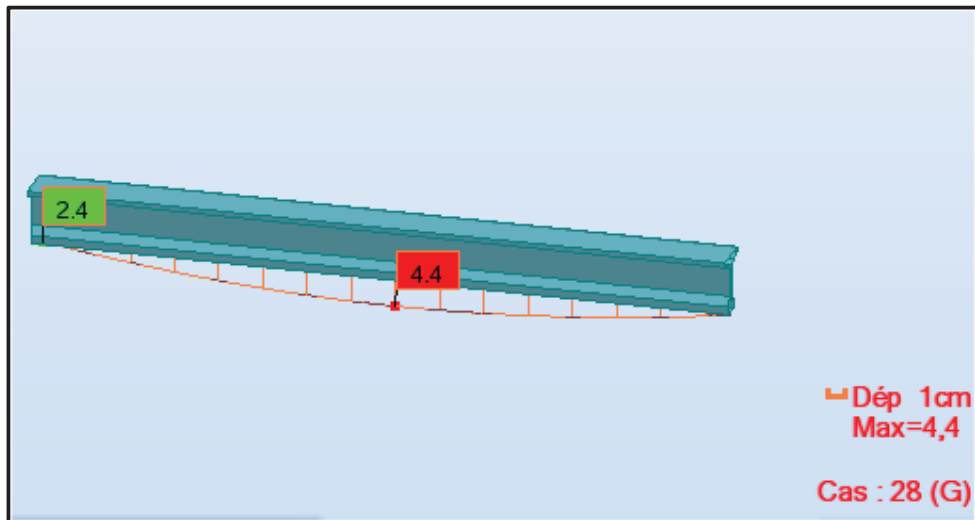
La flèche dans un pont peut être due au poids propre du tablier, aux charges variables
Et au précontraint

1.1. la flèche due au poids propre :

D'après notre modélisation de tablier on isole la poutre la plus sollicitée et on calcule la déformé :

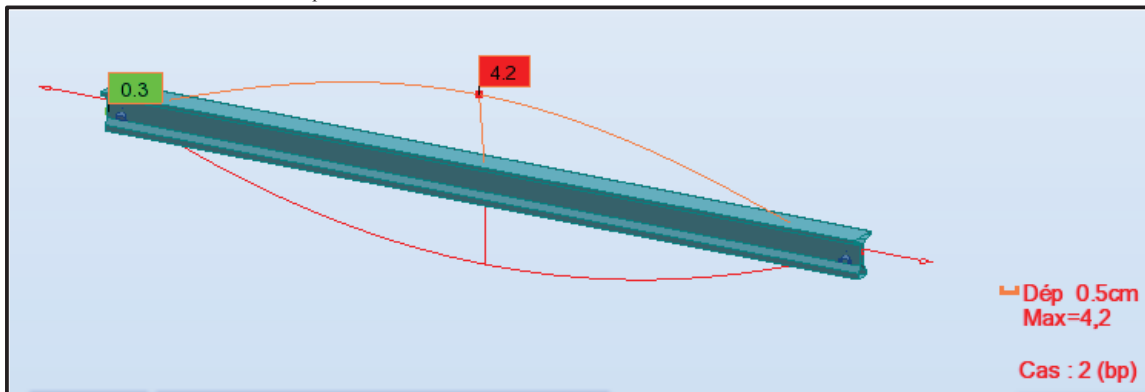
La déformée sous poids propre :

$$F_G = 4.4 \text{ cm}$$



1.2. la précontrainte :

La flèche due à la mise en tension des poutres est calculée à partir logiciel robot, on modélisant une poutre introduisant le câble moyenne avec un effort appliqué lors de la mise en tension des poutres : $\sigma_p = \sigma_0 (1 - \Delta\sigma_{\text{instantané}})$. A_p



Pour éviter l'augmentation de cette flèche par la dilatation du béton causé par le

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

Gradient thermique qui augmente en haut du tablier, on réserve une flèche positive au niveau du coffrage c'est ce que appelle la contre flèche égale à :

$$F_c = \frac{3}{4}(F_G + F_p) = 0.15 \text{ cm}$$

D'où :

La flèche réelle du tablier à vide est égale à :

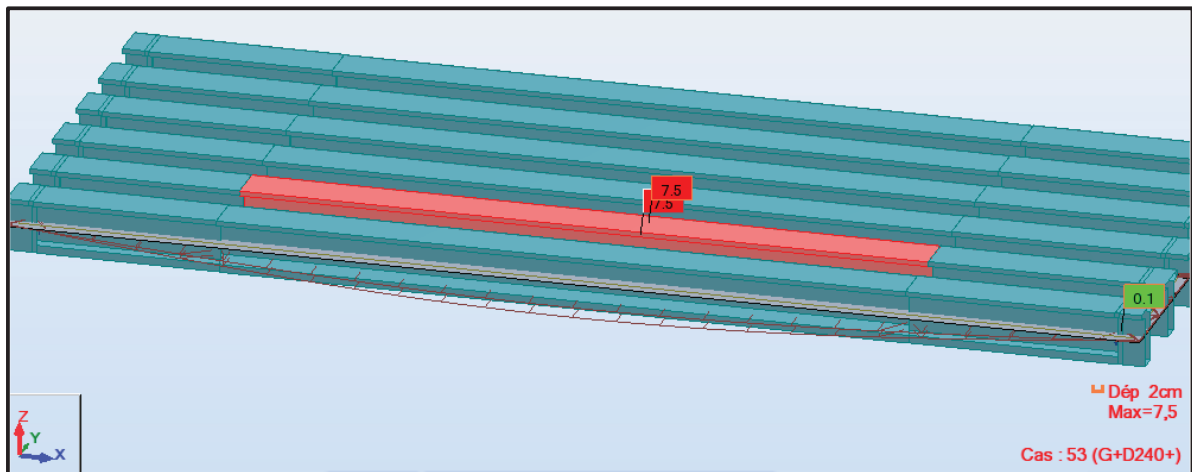
$$F = F_G - F_p + F_c = 0.35 \text{ cm}$$

1.3. Surcharge D240 :

La flèche due au convoi D240 qui crée la sollicitation maximale à mi- travée est Déterminée avec logiciel robot :

La valeur de la déforme maximale de la poutre la plus sollicité :

$$F_{D240} = 7.5 \text{ cm.}$$



La flèche totale du tablier en charge est égale à :

$$F = F_D - F_p - F_c = 3.15 \text{ cm}$$

	About	intermédiaire	médiane
L(m)	1.2	9.5	15
I (m ⁴)	0.1025	0.0926	0.0897

$$I_{eq} = \frac{\sum I_{hi} l}{\sum l_i}$$

2. La rotation :

Comme on l'a vue précédemment la rotation au niveau de l'appui est due au poids Propre du tablier, la précontrainte et les surcharges.

2.1. Le poids propre :

$$\theta_G = \frac{M_G l}{3E_v I_{eq}} = 0.017 \text{ rad}$$

2.2. LA PRECONTRAINTE :

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int M_p(x) m_p(x) dx$$

$$\theta_p = -0.014 \text{ rad}$$

Sachant que (x) est le moment résultant de la disposition d'un couple unitaire Positif au niveau de l'appui.

Tel que : $\int M(x) m_p(x) dx$ egale l'aire de diagramme de moment due au précontrainte multiplier par la valeur du moment m_p au niveau du centre de gravité de la surface M_p .

La rotation totale du tablier à vide est :

$$\theta = \theta_p + \theta_G = 0.003 \text{ rd}$$

2.3. SURCHARGE D240:

$$\theta_D = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int M_p(x) m_p(x) dx$$

$$\theta_D = 0.0042$$

La rotation totale de l'appui en charge est :

$$\theta = \theta_D + \theta_p + \theta_G = 0.0072 \text{ rad}$$

2.4. LE DEPLACEMENT :

- **Le déplacement dû à la rotation des appuis :**

$$\Delta h_{rot} = \theta \frac{h}{2}$$

H : Hauteur poutre +hourdis

A vide : $\Delta h_{rot} = 0.23 \text{ cm}$

En charge : $\Delta h_{rot} = 0.56 \text{ cm}$

- **Le déplacement dû au retrait et fluage du béton :**

$$\Delta h_r = \varepsilon_{retr+fluage} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 7 \cdot 10^{-4}$$

$$L = 25.7 \text{ m}$$

$$\Delta h_r = 0.89 \text{ cm}$$

- **Le déplacement dû à la variation de température :**

$$\Delta h_T = \varepsilon_T \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\text{A long terme : } \varepsilon_T = 2 \cdot 10^{-4} \quad \Delta h_T = 0.25 \text{ cm}$$

$$\text{A cours terme : } \varepsilon_T = 3 \cdot 10^{-4} \quad \Delta h_T = 0.38 \text{ cm}$$

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

- Le déplacement total maximal à l'appui est égal à :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3}(\Delta h_{rot} + \Delta h_{fl} + \Delta h_r) + \Delta h_T$$

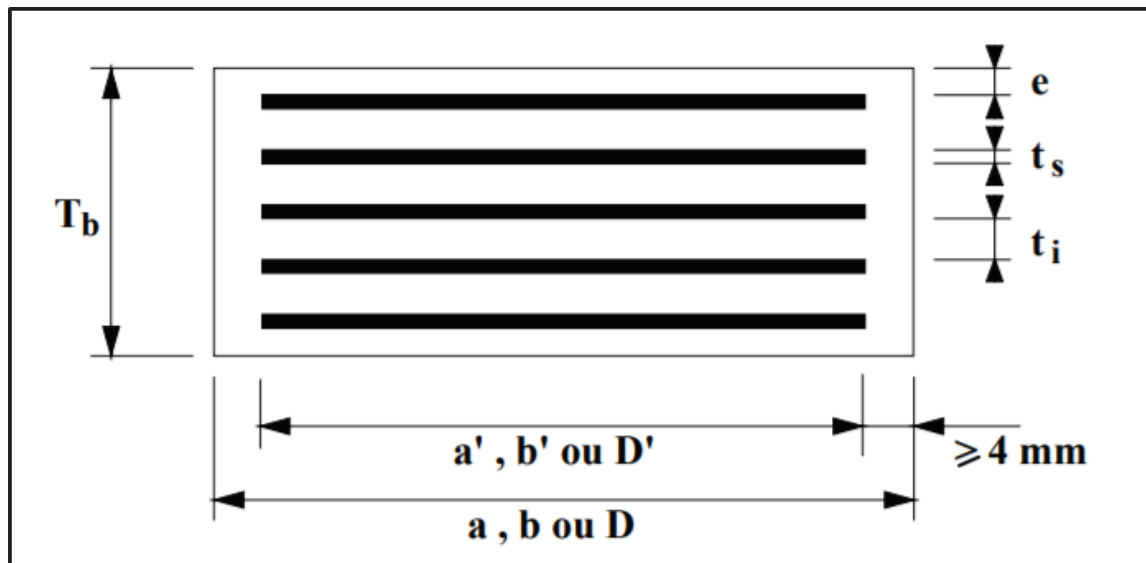
A long terme : $\Delta h = 1.23\text{cm}$

A cours terme : $\Delta h = 1.55\text{cm}$

PARTIE 02 : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

1. Aire des appareils d'appuis :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appuis sont déterminées en vérifiant la condition de non cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU



$$3\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELS ($R_{max} = 0.75 \text{ MN}$)

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max}

$$0.05 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.25 \text{ m}^2$$

2. Hauteur de l'élastomère :

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui s'écrit sous cette forme :

$$\tau_H = G \frac{U}{T} \leq 0.5G$$

Avec :

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale.

U : Déplacement lent du au retrait, fluage, température... ($U = 12.70\text{mm}$)

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

G : Module d'élasticité transversale dû à l'effort horizontale ($G=0.9$)

T : Epaisseur totale des élastomères.

$$\tau_H = G \frac{U}{T} \leq 0.5G \rightarrow T \geq \frac{U}{0.5}$$

$T > 25.40$ mm on prend $T = 40$ mm

t_i : épaisseur des feuillets égale à 10mm

D'où : $T = n \times t_i = \implies n = 4$ feuillets intermédiaire

3. Dimension en plan de l'appareil :

On respecte la condition de non flambement :

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

$$\rightarrow 5T \leq a \leq 10T \rightarrow 200\text{mm} \leq a \leq 400\text{mm}$$

On prend $a = 350$ mm

$$B = 400\text{mm}$$

3.1. Dimension des frettes :

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq 2\text{mm} \\ t_s \geq \frac{a \sigma_m}{\beta \sigma_e} \end{cases} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 t_i (a+b)} = 8.57 \text{ mm}$$

Avec :

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e=235$ MPA)

$t_s \geq 0.93$ mm on prend $t_s = 3$ mm

L'épaisseur d'enrobage : $e = \frac{t_i}{2} = 5$ mm

L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 65\text{mm}$

L'épaisseur totale d'élastomère : $T_q = n t_i + 2e = 50$ mm

Donc : 250×350 ; $4(10+3)$; 2×5

Partie 3. Vérification de l'appareil d'appui :

1. Résistance à la compression :

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

N : la réaction d'appui a ELU

$$N = 1.023 \text{ MN} \implies \sigma_m = 7.31 \text{ MPA} \leq 20 \text{ MPA} \text{ verifier}$$

2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot p_u \leq p_c$

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

P_u = valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

la charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

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

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$)

d : somme d'une apaise de fret et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

G : module de cisaillement ($G = 0.9 \text{ MPA}$).

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan a la surface extérieure d'un feuillet)

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

Application numérique :

$$S = 9.33 / d = 0.01 \text{ m} / h = 0.065 \text{ m} / B = 0.14 \text{ m}^2 / P_c = 8.78 \text{ MN} / P_u = 1.023 \text{ MN}$$

$$3.07 \text{ MN} \leq 8.78 \text{ MN} \quad \text{Véifier.}$$

3. limitation de la distorsion:

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p) \text{ si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \text{ si } p > 0.25$$

Avec :

$$p = \frac{P_u}{P_c} \text{ et } \delta_0 = \frac{c}{T_q} = 5.38$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 350 \text{ mm}$)

D'où :

$$p = 0.117 \leq 0.25 ; \delta_c = 3.19$$

4. Vérification de non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

$$N_{min} = E_i + R_G + 0.2R_{bc}$$

Avec :

H : Effort horizontal dû au séisme horizontal.

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

N : La réaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui

R_G : Réaction due aux charges permanentes sur les appuis

(pour la culée $R_G = 2.37 \text{ MN}$, pour la pile $R_G = 4.75 \text{ MN}$)

E_i : la combinaison des effet d'action de séisme dans le sens horizontale et vertical

(pour la culée $E_1 = 1.03 \text{ MN}$ et $E_3 = 5.15 \text{ MN}$, pour la pile)

f : coefficient de frottement

$$\sigma_{min} = \frac{N}{a \times b} = \text{MPA}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} = \text{MPA}$$

pour la pile :

$$H = \frac{(E_1 + 0.2 F_{bc})}{\text{nombre d'appareil d'appui}}$$

Avec : F_{bc} : l'effort de freinage due au camion b_c ($F_{bc} = 0.3 \text{ MN}$),

$$H = 0.18 \text{ MN}$$

$$N = \frac{(E_3 + N_G + 0.2 R_{bc})}{\text{nombre d'appareil d'appui}}$$

$$N = 0.42 \text{ MN}$$

$$\sigma_{min} = 4.75 \text{ MPA}$$

$$f = 0.23$$

$$H < f \times N \implies 0.24 \text{ MN} < 0.09 \text{ MN} \text{ non vérifier}$$

Le néoprène doit être équipé par un système anti acheminement car la condition de glissement n'ai pas vérifié.

Pour la culée :

$H = A$ avec $A = 0.20$: coefficient d'accélération de la zone sismique

$$N = \frac{(E_3 + N_G + 0.2 R_{bc})}{\text{nombre d'appareil d'appui}}$$

$$N = 0.62 \text{ MN}$$

$$\sigma_{min} = 7.09 \text{ MPA}$$

$$f = 0.18$$

$$H < f \times N \implies 0 \text{ MN} < 0.10 \text{ MN} \text{ Vérifier}$$

PARTIE 04 : CALCULE DES REACTIONS AU NIVEAUX DES APPUIS :

1. LA CHARGE PERMANENT G :

- Les réactions MAX aux appuis $R_{max} = \frac{G}{2} = \frac{4750.4}{2} = 2375.2 \text{ KN}$

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

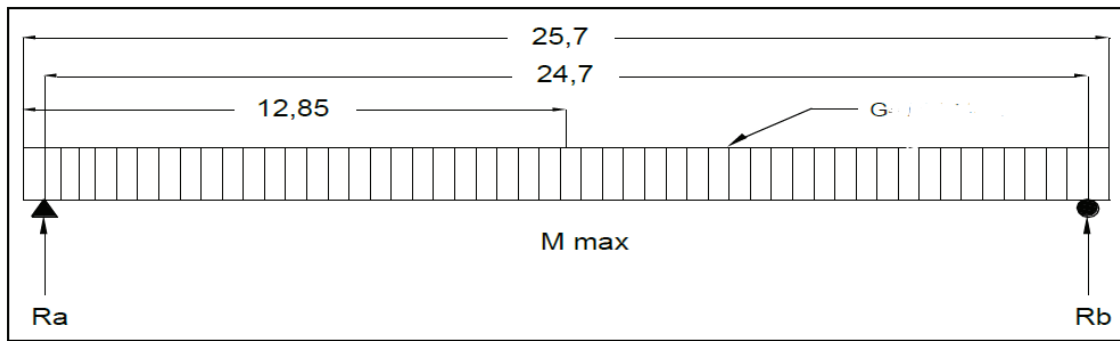


Schéma statique de G

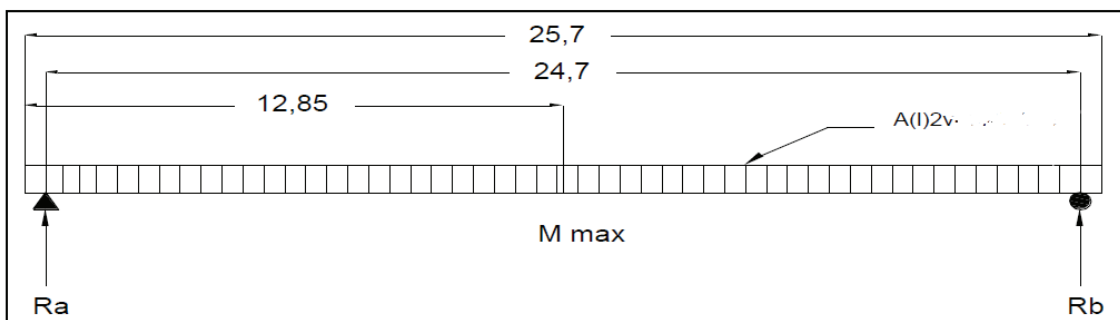
2. SYSTEME A (L) :

Deux voies chargées :

Les réactions MAX aux appuis $R_a = R_b = \frac{Q_{2v} \times L}{2}$

Avec $Q_{2v} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times L_v = 11,85 \times 1 \times 1,06 \times 6,6 = 82,944 \text{ KN/ml}$.

$R_a = R_b = \frac{82,944 \times 25,70}{2} = 1065,83 \text{ KN}$

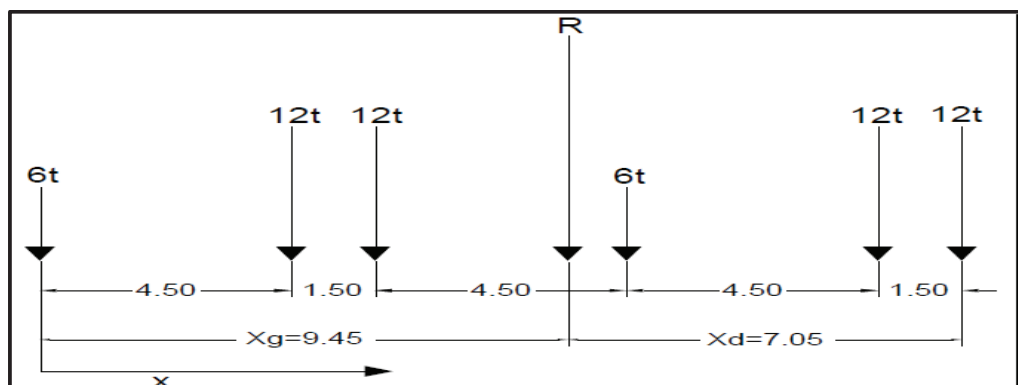


3. SYSTEME BC

Position du résultant R : $R = \sum P_i = 600 \text{ KN}$; $X_g = \frac{\sum X_i P_i}{\sum P_i}$

$X_g = \frac{120 \times 4,5 + 120 \times 6 + 60 \times 10,5 + 120 \times 15 + 120 \times 16,5}{600} = 9,45 \text{ m}$

$X_d = 16,5 - 9,45 = 7,05 \text{ m}$



Positionnement de résultant

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

La réaction est MAX au droit d'appuis talque l'extrémité de convois est situé sur cette appuis.

$$\sum M/a = 0$$

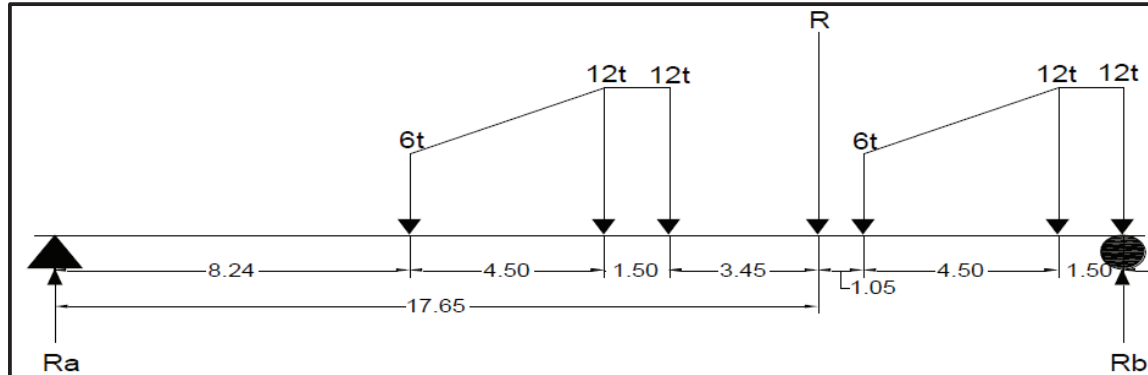
$$R_b = \frac{R_t \times X_d}{24.7} =$$

$$R_b = \frac{600 \times 7.05}{24.7} = 171.25 \text{ KN.}$$

$$R_a = 428.75 \text{ KN}$$

$$T = R_b \cdot N_v \cdot b_c \cdot \delta_{bc} = 414.42 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = R_a \cdot N_v \cdot b_c \cdot \delta_{bc} = 1037.55 \text{ KN}$$



Position de Bc pour Rmax

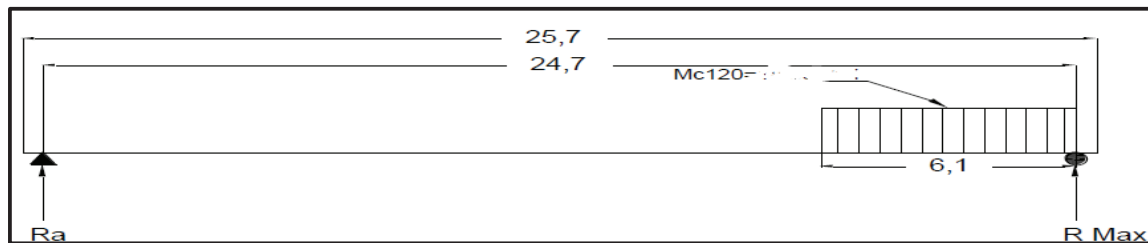
4. SYSTEME DE CHARGE MC120 :

$$\sum M/a = 0$$

$$R_{\max} = \frac{R_t \times 21.65}{24.7} = \frac{1100 \times 21.65}{24.7} = 964.17 \text{ KN}$$

$$T = R_{\max} \times \delta = 964.17 \times 1.10 = 1060.58 \text{ KN}$$

$$R_a = 149.42 \text{ KN.}$$

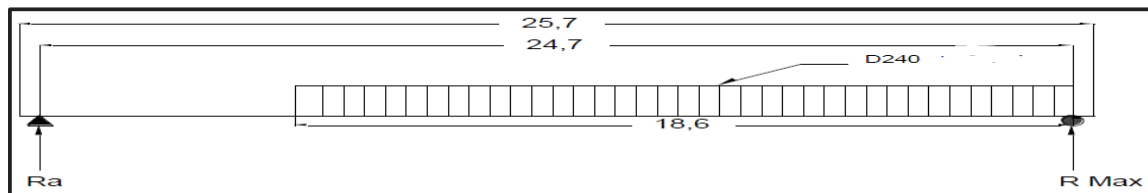


5. CONVOI type D240 :

$$\sum M/a = 0$$

$$R_{\max} = \frac{2400 \times 15.40}{24.70} = 1496.35 \text{ KN}$$

$$R_a = 903.65 \text{ KN.}$$

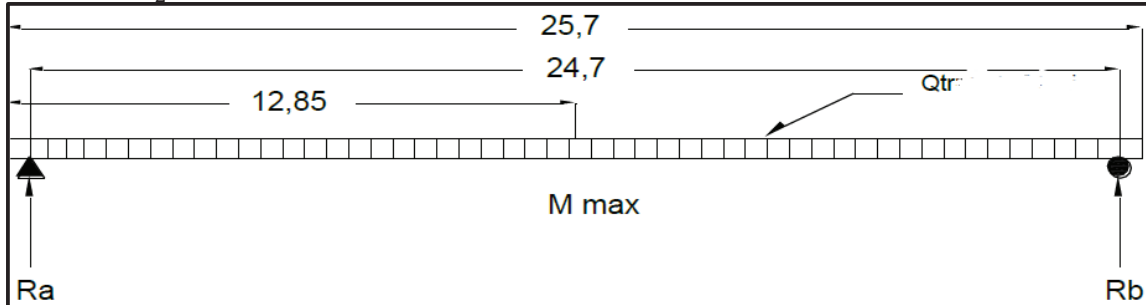


ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

6. CHARGES SUR LES TROTTOIRS :

Les réactions MAX aux appuis $R_{\max} = \frac{Q_{(2TR)} \times L}{2}$

$$R_a = R_b = \frac{3 \times 25,7}{2} = 38,55 \text{ KN}$$



CALCUL LES REACTIONS D'APPUI POUR DEUX TRAVEES CHARGER :

1. LA CHARGE PERMANENT G :

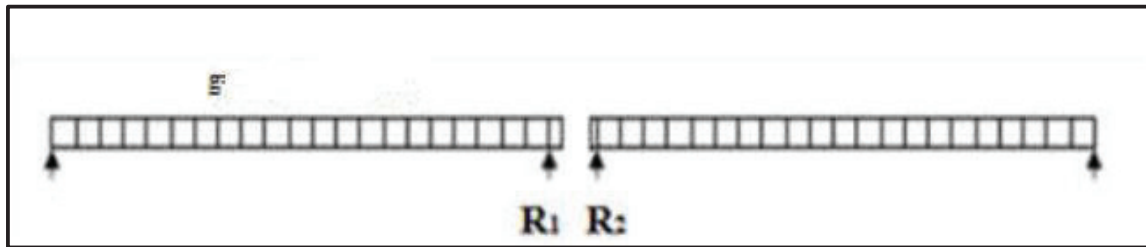
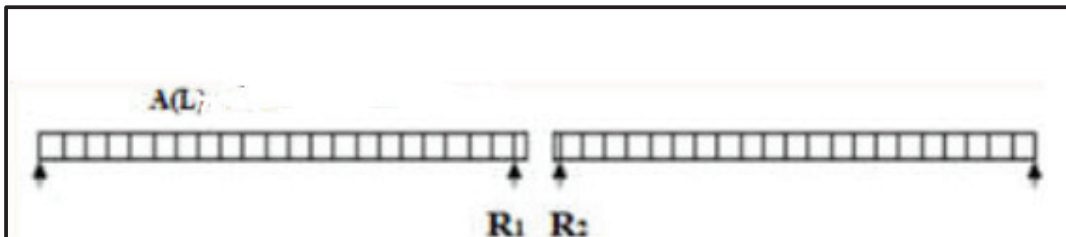


Schéma statique de G

$$R_{\text{culée}} = \frac{G}{2} = \frac{4750,4}{2} = 2375,2 \text{ KN}$$

$$R_{\text{pile}} = 2 \times R_{\text{culée}} = 4750,40 \text{ KN.}$$

2. SYSTEME A (L) :



$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{(L+12)} \implies A(l) = 7,98 \text{ KN/m}^2.$$

Avec $l = 51,40 \text{ m}$

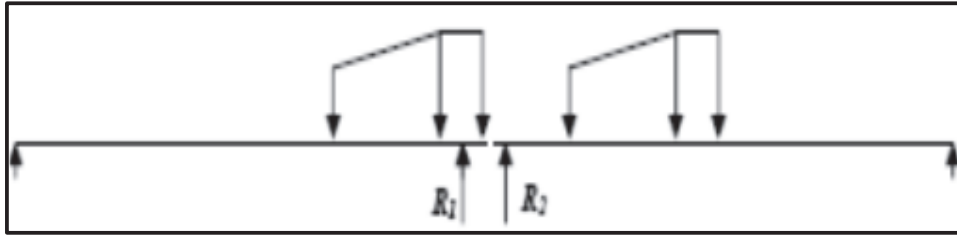
$$Q_{2v} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times L_v = 7,98 \times 1 \times 1,06 \times 6,6 = 55,85 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{\text{culée}} = \frac{Q_{2v} \times l}{2} = 1065,83 \text{ KN}$$

$$R_{\text{pile}} = 55,85 \times 25,70 = 1435,28 \text{ KN}$$

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

3. SYSTEME BC



Pour calculer la réaction max au niveau de la pile on positionne le plus grand essieu (120 KN) Sur l'appui (pile), et la même chose pour la culée .

Ensuite pour le trouver R_{pile} on calcule le moment par rapport la culée

Pour trouver $R_{culée}$ on calcule le moment par rapport la pile.

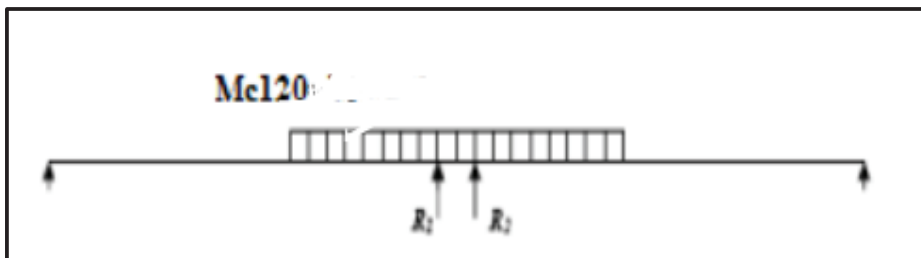
$$R_{pile} = \frac{120 \times 24.70 + 120 \times 23.2 + 60 \times 18.70 + 60 \times 21.30 + 120 \times 16.80 + 120 \times 15.3}{24.70} = 485.83 \text{ KN}$$

$$R_{pile} = R_{pile} \cdot N_v \cdot b_c \cdot \delta_{bc} = 1180.11 \text{ KN}$$

$$R_{culée} = \frac{120 \times 24.70 + 120 \times 23.2 + 60 \times 18.70 + 120 \times 14.2 + 120 \times 12.70 + 60 \times 8.20}{24.70} = 428.74 \text{ KN}$$

$$R_{culée} = R_{culée} \cdot N_v \cdot b_c \cdot \delta_{bc} = 1041.45 \text{ KN}$$

4. SYSTEME DE CHARGE MC120 :



$$R_{pile} = \frac{2 \left(\frac{1100}{2} \right) (24.7 - (1.524 - 0.55))}{24.70} = 1056.58 \text{ KN}$$

$$R_{pile} = R_{pile} \times \delta = 1160.10 \text{ KN}$$

$$R_{culée} = \frac{1100(24.7 - 3.05)}{24.7} = 964.17 \text{ KN}$$

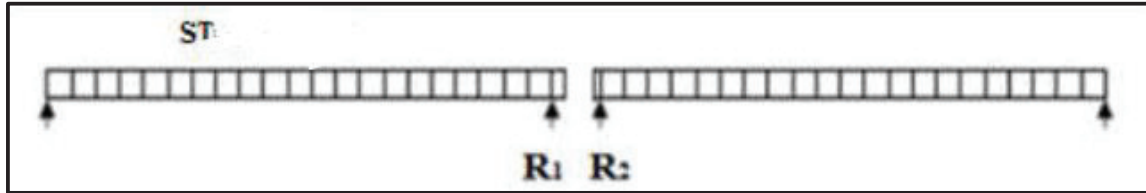
$$R_{culée} = R_{culée} \times \delta = 1058.64 \text{ KN}$$

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

5. CONVOI TYPE D240 :

Le même principe que MC₁₂₀

6. CHARGES SUR LES TROTTOIRS :



$$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

On a deux trottoirs chargé donc la charge Q doit être multiplier fois deux.

$$R_{\text{culée}} = \frac{2 \times Q \times l}{2} = \frac{2 \times 1.5 \times 25.70}{2} = 38.55 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{pile}} = 2 \times R_{\text{culée}} = 77.10 \text{ KN.}$$

PARTIE 05 : FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI

Sachant que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \max \{0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA}$$

$$R_{\text{maxELU}} = 1.023 \text{ MN}$$

$$R_{\text{maxELS}} = 0.75 \text{ MN}$$

R_{maxELU} : La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELU.

R_{maxELS} : La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELS.

1. ARMATURE DE CHAINAGE

Dans un but de simplification et de normalisation, il suffit en pratique de déterminer le Chainage de telle sorte qu'il équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte. Donc, la section d'armature correspondante aura pour valeur :

$$A_s = \max \left\{ 0.25 \frac{R_{\text{maxELU}}}{\sigma_{S10}}, 0.25 \frac{R_{\text{maxELS}}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 7.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

2. ARMATURE DE PROFONDEUR

Pour limiter la propagation d'éventuelle fissure, on place les armatures de profondeur sous le chainage pouvant répondre à un effort égal à 0.125 fois la descente de charge localisée la plus forte.

$$A_s = \max \left\{ 0.125 \frac{R_{\text{maxELU}}}{\sigma_{S10}}, 0.125 \frac{R_{\text{maxELS}}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 5.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

ANNEXE6 : ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES ÉQUIPEMENTS

3. ARMATURE DE DIFFUSION SUPERIEURE. (FERRAILLAGE DE SURFACE)

Ces armatures sont placées le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui, et sont capable de reprendre un effort égal à 0.04 fois la charge localisée.

$$A_s = \max \left\{ 0.04 \frac{R_{\max ELU}}{\sigma_{S10}}, 0.04 \frac{R_{\max ELs}}{\sigma_{St}} \right\}$$

$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA 8 ($A_s = 1.51 \text{ cm}^2$)

4. ARMATURE DE DIFFUSION INFERIEURE (FERRAILLAGE D'ECLATEMENT)

Ces armatures sont disposées sur une profondeur comprise entre $b/3$ et b à partir de la Face supérieure capable de de reprendre un effort égal à 0.1 fois la charge localisée dans le Cas des appareils d'appuis en élastomère fretté.

$$A_s = \max \left\{ 0.10 \frac{R_{\max ELU}}{\sigma_{S10}}, 0.10 \frac{R_{\max ELs}}{\sigma_{St}} \right\}$$

$$A_s = 4.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)



ANNEXE 07

LA CULEE

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

PARTIE 01 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

1. ETUDE STATIQUE DE LA CULEE :

Désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV} / (ox)	I _{FH} /(OY)	M _v (KN.m)	M _H (KN.m)
Mur garde grève	142.31	/	1.65	/	234.80	/
Corbeau	128.25	/	1.42	/	182.11	/
Mur frontal	4118.10	/	2.30	/	9471.63	/
Mur en retour	3211.20	/	-1.81	/	-5812.27	/
Semelle	3300	/	0.00	/	0.00	/
Dalle de T	405	/	-1.49	/	-603.45	/
Poids des terres sur talon	12882.24	/	3.50	/	45087.84	/
Poussée des terres	/	7402.238	/	-4.76	/	-35234.6
Poussée (Q) 10 kn/m²	0.00	383.0	/	-6.39	/	-2447.47
Tablier	2375.18	/	2.40	/	5700.43	/
Surcharge A(l)	532.91	/	2.40	/	1278.99	/
Surcharge BC	1041.45	/	2.40	/	2499.48	/
Surcharge MC120	1058.639	/	2.40	/	2540.74	/

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

Surcharge excp D240	1496.36	/	2.40	/	3591.25	/
St	38.55	/	2.40	/	92.52	/
H (fl +retrt)	/	60.716	/	2.40	/	145.72
H (temp)	/	24.29	/	2.40	/	58.29
Freinage A(I)	/	51.76	/	2.40	/	124.21
Freinage Bc	/	150	/	2.40	/	360

Avec N : l'effort normal $I_{FV}/(ox)$: le bras de levier de N et M_V : moment correspond a N

H : effort horizontale $I_{FH}/(OY)$: le bras de levier de H et M_H : moment correspond a H

1.1. COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA CULEE :

COMBINAISON A ELS :

	N(KN)	H(KN)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)	ΔM(KN.m)
G	26562.28	7477.526	54261.10	-35059.8	19201.31
G+1.2Q	26562.27	7937.15	54261.10	-37996.7	16264.34
G+1.2 A(I)	27248.03	7539.63	55795.89	-34910.7	20885.15
G+1.2 Bc	27858.28	7657.53	57260.47	-34627.7	22632.68
G+MC120	27620.92	7477.53	56801.84	-35059.8	21742.046
G+D240	28058.63	7477.53	57852.36	-35059.8	21792.566

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

NB :

Pour le calcul de l'effort horizontal dû à la charge permanente on a utilisé la combinaison rare (selon RCPR) :

A ELS : $G = \text{poussée des terres} + H (\text{fl} + \text{retrt}) + 0.6 H (\text{temp})$

COMBINAISON A ELU :

	N(KN)	H(KN)	M _V (KN.m)	M _H (KN.m)	ΔM(KN.m)
G	35859.07	10065.88	73252.49	-47391.9	25860.57
1.35G+1.5Q	35859.07	10640.41	73252.49	-51063.1	22189.35
1.35G+1.5 A(I)	36658.44	10143.51	75170.97	-47205.6	27965.37
1.35G+1.5 Bc	37421.25	10290.88	77001.70	-46851.9	30149.79
1.35 (G+MC120)	37288.24	10065.88	75793.22	-47391.9	28401.30
1.35 (G+D240)	37879.15	10065.88	76843.74	-47391.9	29451.82

PARTIE 02 : VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION :

Dans cette partie on va évaluer les moments stabilisant et renversant par rapport à l'extrême de la semelle (les bras de levier qui va changer)

Désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV} / (ox)	I _{FH} /(OY)	M _s (KN.m)	M _R (KN.m)
Mur garde grève	142.31	/	2.35	/	334.42	/
Corbeau	128.25	/	2.59	/	332.17	/
Mur frontal	4118.10	/	1.60	/	6588.96	/
Mur en retour	3211.20	/	5.81	/	18657.0	/
Semelle	3300	/	04	/	13200	/
Dalle de T	405	/	5.49	/	2223.45	/

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

Poids des terres sur talon	12882.24	/	5.20	/	66987.6	/
Poussée des terres	/	7402.24	/	-4.76	/	-35234.6
Poussée(Q)	0.00	383.017	/	-6.39	0.00	-2447.47
Tablier	2375.18		2.40	/	5700.43	
Surcharge A(l)	532.91	/	2.40	/	1278.99	/
Surcharge BC	1041.45	/	2.40	/	2499.48	/
Surcharge MC120	1058.64	/	2.40	/	2540.74	/
Surcharge excp D240	1496.36	/	2.40	/	3591.26	/
St	38.55	/	2.40	/	92.52	
H (fl +retrt)	/	60.72	/	2.40	/	145.72
H (temp)	/	24.29	/	2.40	/	58.29
Freinage A(l)	/	51.76	/	2.40	/	124.21
Freinage Bc	/	150	/	2.40	/	360

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

COMBINAISON A ELS :

	N(KN)	H(KN)	M _S (KN.m)	M _R (KN.m)	ΔM(KN.m)
G	26562.28	7477.526	114024.15	-35059.8	78964.36
G+1.2Q	26562.28	7937.146	114024.15	-37996.7	76027.39
G+1.2 A(I)	27248.03	7539.632	115558.94	-34910.7	80648.20
G+1.2 Bc	27858.28	7657.526	117023.52	-34627.8	82395.73
G+MC120	27620.92	7477.526	116564.88	-35059.8	81505.09
G+D240	28058.63	7477.526	117615.40	-35059.8	82555.61

La vérification de la stabilité se fait par la combinaison qui nous a donné le cas le plus défavorable max de ΔM (G+D240) = 82555.61 kn.m qui correspond a N = 28058.63 KN.

PARTIE 03 : COMBINAISON DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE A ELA :

NOTE : le moment qui due au charge permanents calculer par :

ΔM = moment due au poids propre de la culée - moment horizontale qui due au pousse des terres statique

COMBINAISON A ELA :

	N(KN)	H(KN)	M (KN.m)
G	26562.276	7472.669	84682.747
G+0.20 (A(I) +St)	26783,151	/	/
G+0.2 (Bc+ St)	26778,276	/	/
G+0.2 MC120	26774,004	/	/
G+0.20D240	26861,547	/	/
G + 0.2 FA(I)_{freing}	/	7483.020	84813,170

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

G + 0.2 FB_C freing	/	7502.669	85060,747
Max	26861.547	7502.669	85060,747
Min	26774.004	7483.020	84813,170

PARTIE 04 : EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE :

Dans cette partie on va introduire la charge sismique:

N : les efforts sismique vertical (pp des elmts * coefficient kV)

H : les efforts sismique horizontale (pp des elmts * KH).

Désignation	N(KN)	H(KN)	I_{FV}/ (ox)	I_{FH}/ (OY)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
MGG	8.54	28.461	1.65	13.49	14.09	383.94
Corbeau	7.70	25.65	1.42	12.28	10.93	314.98
Mur frontal	247.09	823.62	2.30	7.05	568.29	5806.52
Mur retour	192.67	642.24	-1.81	8.58	-348.736	5510.42
Semelle	198.00	660	0.00	0.75	0.00	495
DDT	24.30	81	-1.49	13	-36.21	1053
P des terres sur talon	1545.87	5152.89	3.50	7.89	5410.54	40656.35
somme	1451.226	4837.419	/	/	2913.640	33892.036

PARTIE 05 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LE MUR FRONTAL :

La flexion composer = flexion simple +un effort normal.

Dans cette partie on va chercher les efforts sollicitant le mur en flexion composé pour but de trouver le cas de combinaison max entre ELS et ELA.

Pour ELS, ELA la même méthode de calcul précède, sauf qu'on va introduire le poids propre de mur et la réaction de tablier et l'effet des surcharges comme effort normale.

Et les poussées horizontales (statiques et dynamiques) qui nous a créé le moment de flexion.

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

RESULTAT DE COMBINAISON A ELS :

	N(KN)	M _H (KN.m)
G	6493.3	7477.5
G+1.2Q	6493.3	7937.1
G+1.2 A(I)	7179.0	7539.6
G+1.2 Bc	7789.3	7657.5
G+MC120	7551.9	7477.5
G+D240	7989.6	7477.5

RESULTATS DE COMBINAISON A ELA :

	N(KN)	M _H (KN .m)
I/. P_{max} - H+ 0.3V	6866.7	3539.37
II/. P_{min} - H- 0.3V	6533.4	3549.89
III/. P_{max} + H- 0.3V	7039.6	4279.83
IV/. P_{min} - H- 0.3V	6360.5	4265.65

PARTIE 06 : MOMENT TOTALE A L'ENCASTREMENT

Détermination des efforts :

- Poussée des terres :le moment d'encastrement et $M_p = \frac{PH}{3}$ avec $p = 0.5 \times K_{ah} \times \gamma_{rembl} \times H^2 \times L$

$$p = 0.5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L = 0.5 \times 0.33 \times 20 \times (1.80)^2 \times 1$$

$$p = 10.69 \text{ KN/ml} \implies M_p = 6.41 \text{ KN.m}$$

- Moment due a la force de freinage du camion Bc :

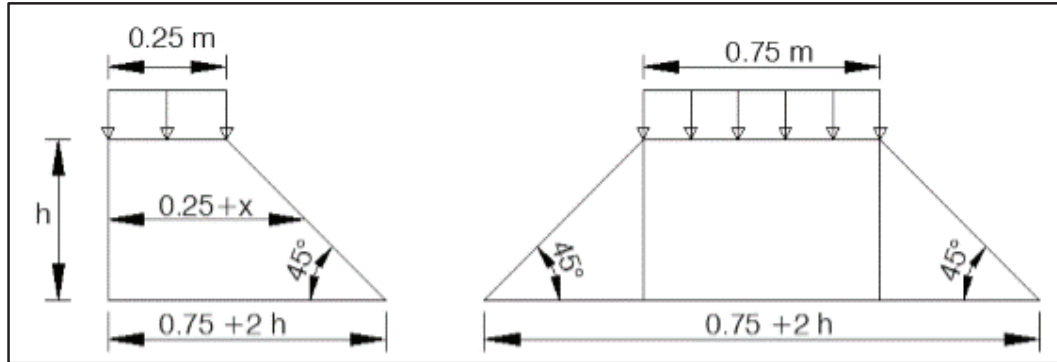
$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{avec : } \mu = 1.60 \text{ a ELU , } \mu = 1.20 \text{ a ELS , } P = 60 \text{ KN}$$

$$M_f (\text{ELU}) = 89.77 \text{ KN.m}$$

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

$M_f(ELS) = 67.32 \text{ KN.m}$

Poussée d'une charge situe a l'arriere du mur :



$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \quad \text{avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma : \text{coefficient de pondération. } \gamma = 1.60 \text{ a ELU et } 1.20 \text{ a ELS} \\ b_c : \text{coefficient de pondération du systeme Bc} \\ \delta : \text{coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblais} \\ h : \text{hauteur de mur garde grève} \end{array} \right.$

Selon PP73 :

h(m)	0.5	0.75	1	1.50	2	2.50	3
$\frac{M_p}{K} \left(t. \frac{m}{ml} \right)$	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Pour $\frac{M_p}{K} = 6.91$ on a $K_{ELU} = 0.61$ et $K_{ser} = 0.46$ alors :

$M_p = 6.91 \text{ KN.m}$

PARTIE 07 : DALLE DE TRANSITION :

Pour le calcul de ferrailage de la dalle de transition, on étudie tout d'abord son comportement mécanique, la dalle de transition travaille dans un seul sens sachant que les dimensions de la dalle sont $(6 \times 9 \times 0.3) \text{ m}^3$

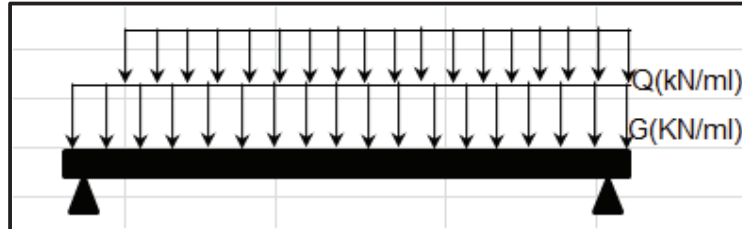
CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LA DALLE DE TRANSITION :

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol)

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et poids de remblais au-dessus de la dalle.

ANNEX 07 : ETUDE DE LA CULEE

1. Evaluation des efforts :



- **Poids de la dalle de transition : G1** = 25×0.1×1 = 2.5 KN/ ml
- **Poids de remblai : G2** = 20×0.83×1 = 16.6 KN/ml
- **poids propre de revêtement : G3** = 24×0.08×1 = 1.92 KN/ml
- **surcharges : Q** = 10×1 =10 KN/ml

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad V = \frac{ql}{2}$$

Type de charge	M(KN.m/ml)	V(KN)
Poid propre	0.78	3.125
Revetment	0.24	0.96
Remblais	2.07	8.3
surcharge	1.25	5

ELS:

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = 4.60 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = 18.39 \text{ KN/ml}$$

A ELU:

$$M_{ult} = MG + 1.2 MQ = 6.05 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ult} = VG + 1.2 VQ = 24.22 \text{ KN/ml}$$

1. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ tel que } \tau_u = \frac{V_{ult}}{b_0 d}$$

V_{ult} : l'effort tranchant a ELU ; b_0 = largeur de la poutre ; d = hauteur utile = 0.9 h

$\bar{\tau}$ Pour le cas de fissuration préjudiciable Min $(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa})$

$$\bar{\tau} = 2.7 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPA} \leq 2.7 \text{ Vérifier}$$

2. SECTION MINIMALE DES COURS TRANSVERSEAUX :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 10$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} \times S_t = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ on choisit un 1 cadre HA14 } (A_t = 3.08 \text{ cm}^2) \text{ tous les 10 cm}$$



ANNEXE 08

LA PILE

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

PARTIE 01 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE

1. ETUDE STATIQUE DE LA PILE :

désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV/0} (o/x)	I _{FH/0} (o/y)	M _{FV/0}	M _{FH/0}
Semelle	2415	/	0.00	0.75	0.00	/
Voile	1181.50	/	0.00	5.75	0.00	/
Chevêtre	667.80	/	0.00	10.60	0.00	/
G tablier	4750.36	/	0.55	2612.70	0.00	/
Hf +retr	/	-60.72	/	11.20	/	-680.02
HT°	/	-24.29	/	11.20	/	-272.01
A(l)	1435.28	0.00	0.55	0.00	789.41	/
Bc	1180.11	0.00	0.55	0.00	649.06	/
MC120	1160.10	0.00	0.55	0.00	638.06	/
D240	2001.62	0.00	0.55	0.00	1100.89	/
St	77.10	0.00	0.55	0.00	42.41	/
FreinageAL	/	-32.78	/	11.20	/	-367.14
FreinageB _C	/	-150	/	11.20	/	-1680.00

COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA CULEE :

Combinaison a ELS :

	N(KN)	H(KN)	M _V (KN.m)	M _H (KN.m)	ΔM(KN.m)
G	9014.66	-75.29	2612.70	-843.23	1769.47
G+1.2 A(l)	10814.10	-114.62	3559.99	-1283.79	2276.20
G+1.2 Bc	10507.90	-255.29	3391.57	-3299.79	91.78
G+MC120	10174.76	-75.29	3250.76	-483.23	2407.53
G+D240	11016.28	-75.29	3713.59	-843.23	2870.36

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

Combinaison a ELU :

	N(KN)	H(KN)	M _V (KN.m)	M _H (KN.m)	ΔM(KN.m)
G	12169.79	-103.82	3527.14	-1162.84	2364.31
1.35G+1.6A(l)	14581.90	-156.27	4711.25	-1713.54	2997.71
1.35G+1.6 Bc	14173.62	-328.82	4500.75	-1402.84	3097.90
1.35(G+MC120)	13735.93	-103.82	4165.20	-1162.84	3002.36
1.35(G+D240)	14871.98	-103.82	4628.03	-1162.84	3465.20

PARTIE 02 : VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA FONDATION :

Dans cette partie on va évaluer les moments stabilisant et renversant par rapport à l'extrême de la semelle (même méthode que partie 01, que les bras de levier qui vas changer) et on combine les charge qui sollicite la pile ELS pour effectuer la vérification :

Combinaison a ELS :

	N(KN)	H(KN)	M _V (KN.m)	M _H (KN.m)	ΔM(KN.m)
G	9014.66	-75.29	24803.37	-843.23	23960.14
G+1.2 A(l)	10814.10	-114.62	29884.28	-1538.81	28345.46
G+1.2 Bc	10507.90	-255.29	28980.97	-3554.81	25426.15
G+MC120	10174.76	-75.29	28225.67	-483.23	27382.44
G+D240	11016.28	-75.29	30708.15	-843.23	29864.92

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

PARTIE 03 : ETUDE SISMIQUE DE LA PILE

1. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUE SOLLICITANT LA PILE :

designatio	N(KN)	H _L (KN)	H _T (KN)	I _{FV/0} (o/x)	I _{FH/0} (o/y)	M _{FV/0}	M _{FHL/0}	M _{FHT/0}
Chevetre	40.07	133.56	133.56	0.00	10.60	0.00	1415.74	1415.74
Futs	70.89	236.30	236.30	0.00	5.75	0.00	1358.73	1358.73
Semelle	144.90	483.00	483	0.00	0.75	0.00	362.25	362.25
Somme	255.86	852.86	852.86	/	/	0.00	3136,71	3136,71
Seisme tablier	5154.08	2779.99	2981.29	0.55	11.20	2834.74	31135.8	33390.40
0.4×HT°+Hf+retr	/	70.43	0.00	/	11.20		788.83	0.00

2. LA RESULTANTES DES FORCES SISMIQUE ET LES FORCES INERTIEL :

Vu que la pile n'a pas le rôle de soutènement des terres. les poussées des terres dynamique est nul ce qui implique les force horizontale pour le cas (1+K_v), (1 -K_v) est donc on vas combiner les efforts si dessous avec la force sismique provenant de tablier sous forme quadratique dans les trois sens .

	N	HL	HT	Mv	MHL	MHT
Somme des efforts inertiels	65463.32	727370.18	727370.18	0.00	9838955.9	9838955.9
Force sismique provenant de tablier	2564528.7	7728334.7	8888084.43	2834.74	969442312.40	33390.44
résultante	5160.43	2907.87	3100.88	2834.74	31293.47	33537.45

Ensuite on combine EL (HL) et ET(HT) et Ev(N)

Sous les combinaisons suivantes :

$$E1 = EL + 0.3(ET + EV)$$

$$E2 = ET + 0.3(EL + EV)$$

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

$$E3 = EV + 0.3(EL + ET)$$

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
HL	2907.869	0	0	2907.87	872.36	872.36
HT	0	3100.88	0	930.26	3100.88	930.26
ML	31293.47	0	0	31293.47	9388.04	9388.04
MT	0	33537.446	0	10061.23	33537.45	10061.23
N	0	0	5160.426	1548.13	1548.13	5160.43

3. calcul de la réaction d'appui max et min sous les différentes cas de charge :

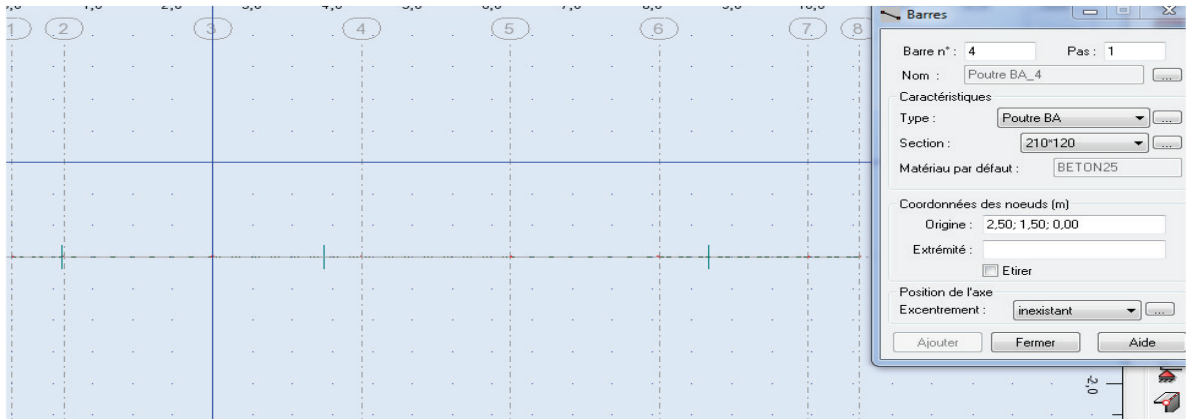
	N(KN)	MHL(KN)	HL(KN)
Poids permanent (G)	4750.36	788.83	70.43
G+0.2A	5052.84	862.25	76.99
G+0.2B c	5001.80	1124.83	100.43
G+0.2MC120	4982.38	788.83	70.43
G+0.2D240	5150.69	788.83	70.43
Rmax	4982.38	1124.83	100.43
Rmin	5150.69	788.83	70.43

P_{per} = poids propre de la pile (chevêtre+les deux voiles semelle) = 4264.30 KN

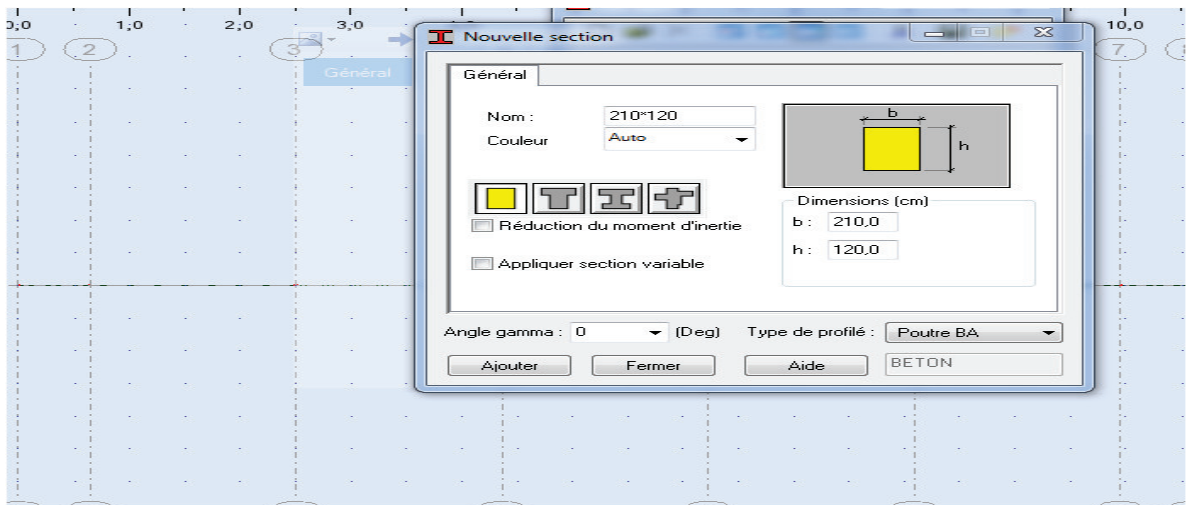
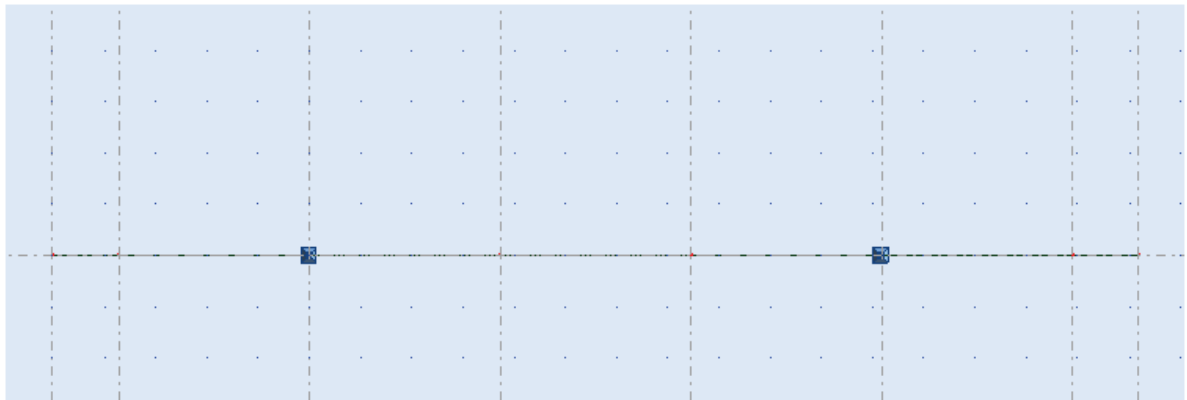
PARTIE 04 : LES ETAPES DE LA MODELISATION DE CHEVETRE

- on introduire les lignes de construction.
- On dessine les barres, chaque intersection de deux lignes de construction selon x et y.

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

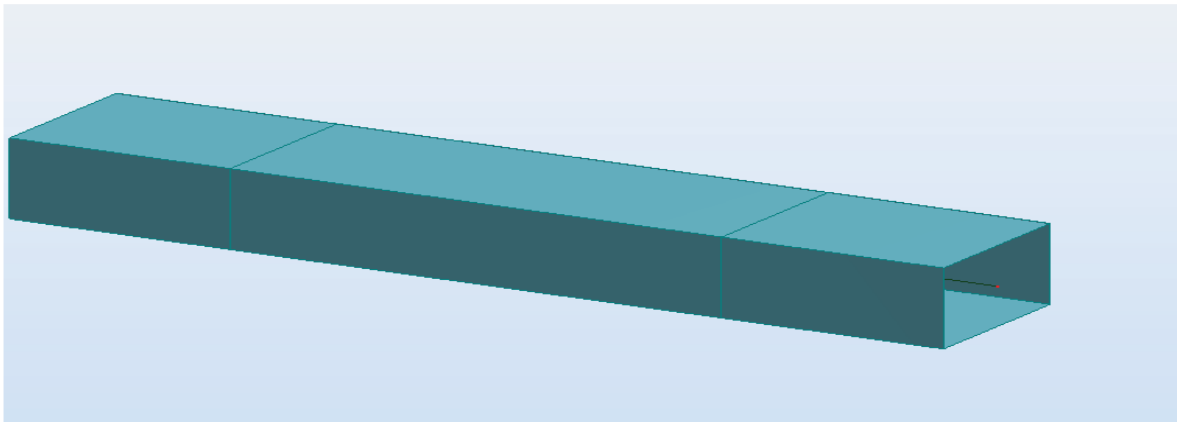


- On crée une nouvelle section de chevêtre (210 × 120).
- On introduire les deux appuis double après la création des nœuds.



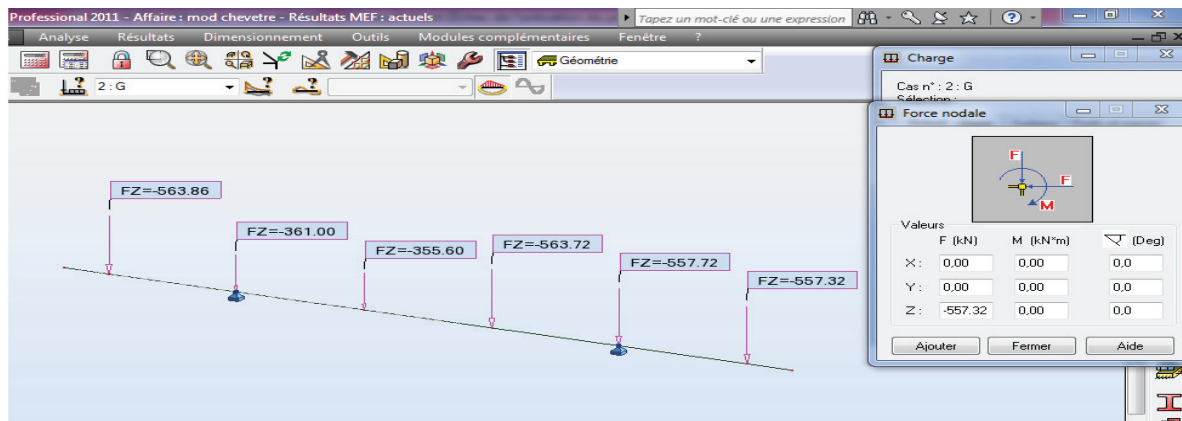
ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

- On affect la section créée le long d'axe après le choix de matériaux (béton armé)

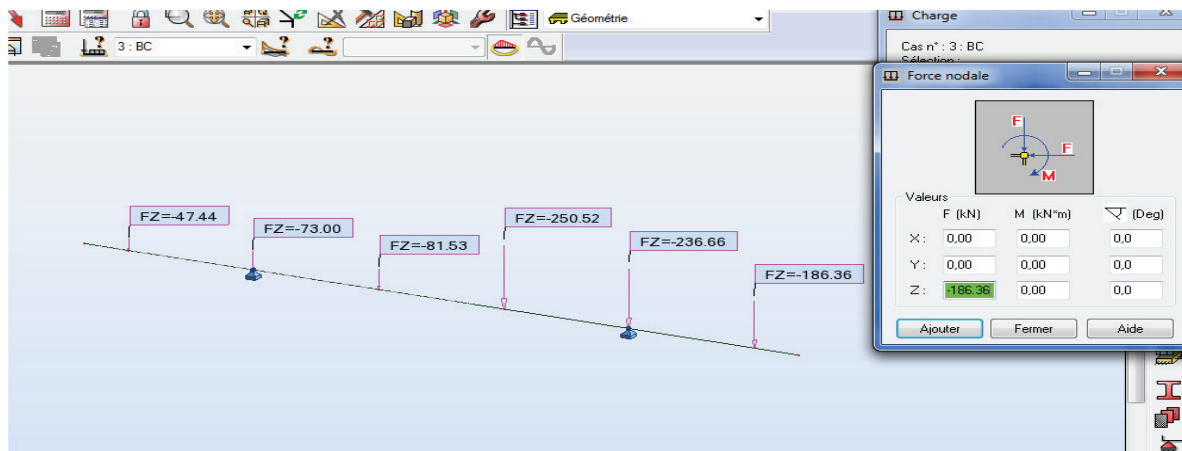


- On introduire les cas de charge (parmanent et exploitation) sous forme des charge concentrer .

Cas de charge de G

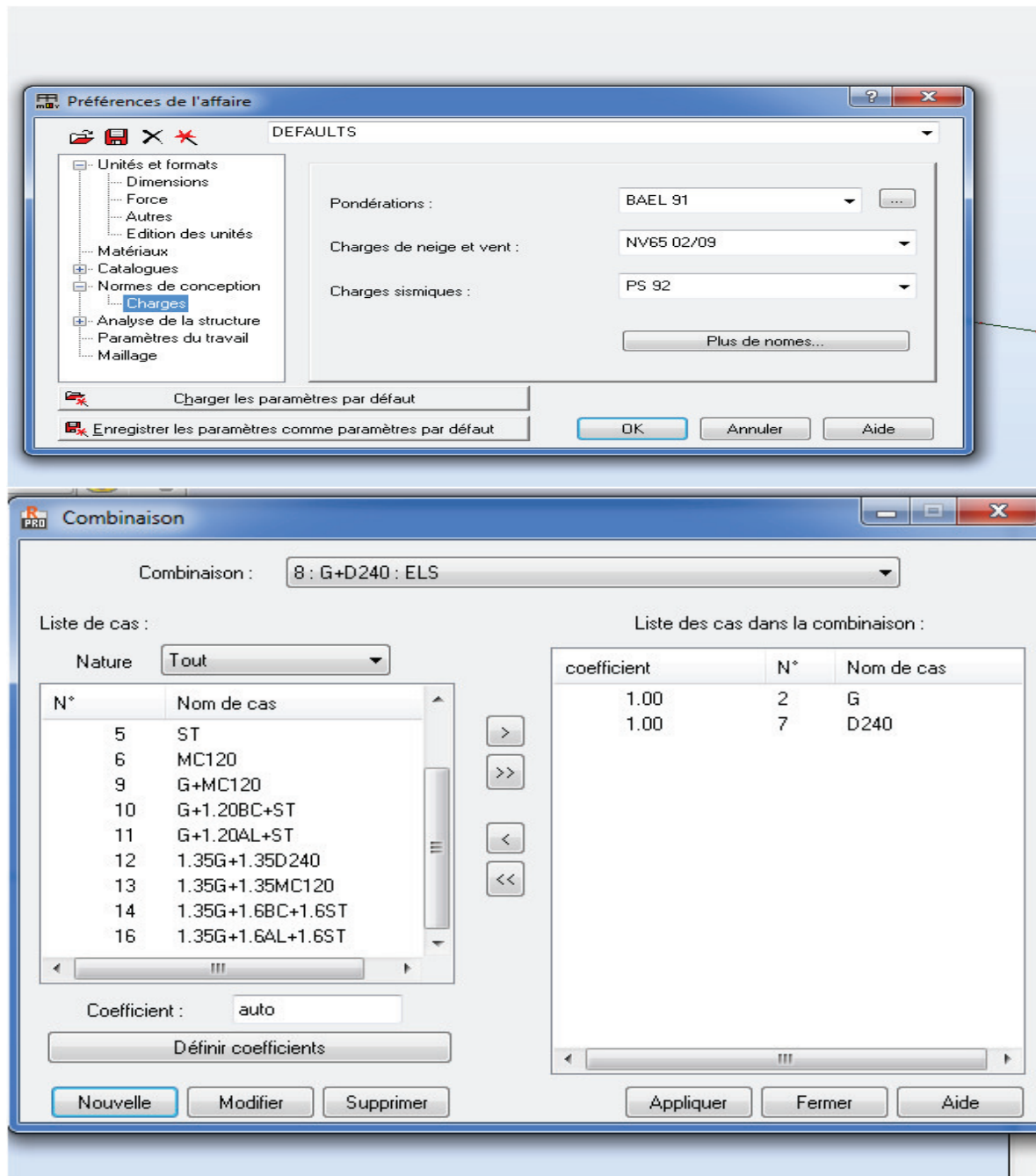


Cas de charge Bc



ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

- On choisit la norme de conception BAEL 91, pour introduire les combinaisons de charges à ELU, ELS



- On visualise les résultats des efforts max à ELS pour le ferrailage et ELU pour la vérification de l'effort tranchant.

ANNEX 08 : ETUDE DE LA PILE

