

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Travaux publics

Option : Voies et ouvrages d'art

Présenté par :

BOUNAB Abdeljalil et HASNAOUI Khaireddine

**Thème : Conception et étude d'un ouvrage d'art sur oued
Seybousse reliant la Nador à la RN20 (W. de Guelma)**

Sous la direction de : **Dr. BOURAS Faouzi**

Juin 2022

REMERCIEMENTS

Au nom d'ALLAH le plus grand merci lui revient de nous avoir guidés vers le droit chemin, de nous avoir aidé tout au long de nos années d'études.

Nous adressons notre profond remerciement à Monsieur Bouras Faouzi notre encadreur pour sa disponibilité et ses conseils.

Nous remercions docteur LAFIFI pour sa disponibilité illimitée et sa patience.

Nous remercions précisément AISSAOUI LAMAA Ingénieur Ouvrages d'Arts pour sa disponibilité illimitée, sa patience et ses utiles conseils.

Nous adressons aussi nos cordiaux et nos sincères remerciements à tous les ingénieurs d' SERO-EST qui ont fait preuves d'une grande disponibilité à nos égards (dans la durée de stage).

Ensuite pour les enseignements dispensés et pour leurs encouragements, je tiens à remercier l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

Enfin un grand merci aux membres du jury d'avoir accepté d'évaluer et de porter un jugement objectif sur le travail et nous honorer de leur présence.

Dédicace

A mes très chers parents

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui a sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite (Ma Chère Mère **hsouria**) à mon père **abdessalam**, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.*

A mes frères

*« Chouayb », « Abderahim », « Salah »,
« Adem »*

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez

Et un brillant avenir.

*Et à toute la famille **Bounab**, et à toute la famille **Sayh**.*

*A mon binôme et confrère : **Hasnaoui Khairedine***

A mes meilleurs amis

*S.Mohamed, B.Alla, A.Saif, B.Smail, Sidibi, M.Minou, M.Baichi, Soda, B.Mehdi,
L'architecte Sami, Z.Khilou, H.Saleh, G.Ismail.*

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

*A toute la famille **Génie Civile***

Etudiants - Enseignants

Abdeljalil

Dédicace

A mes très chers parents

Hasnaoui Mohamed esaleh

☆☆

Ben younes Farida

Je dédie cet événement marquant de ma vie à la mémoire à ma très chère mère disparue. Qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Je demande à Dieu, le Très Miséricordieux, de vous récompenser et d'avoir pitié de vous.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir. École de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu le garde et le protégé.

A mes frères : Youcef, Hamid, Faicel, Ismail

A ma sœur : Meriem et A Tata Mounira

*J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez
Et un brillant avenir.*

A mes famille : Hasnaoui, Benyounes

Que je ne pourrais nommer de peur d'en oublier mon attachement et mes affections les plus Sincères

A mon binôme et confrère : Bounab abd Eldjalil

A mes meilleurs amis : Zinou, Hamza, Oussama, Anis, Abdou, Djamel, Housseem, Fares, Alla, Mohamed, Saif, Ismail, Sidibé, Nouzha, Toura, Messaoud, Moula

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ginie civil-Guelma : Etudiants – Enseignants

Khaireddine

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralités

I. INTRODUCTION.....	2
II. CLASSIFICATION DES PONTS	2
II.1. La structure.....	2
II.2. La nature de la voie portée	2
II.3. Le matériau principal	3
II.4. Le caractère de pont	3
III. PRINCIPAUX TYPES DE PONTS	3
III.1. Les ponts à poutres	3
III.2. Les ponts en arc	4
III.3. Les ponts à câbles	4

Chapitre II: Présentation général du projet

I. INTRODUCTION.....	6
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	6
III. RECUEIL DES DONNEES	8
III.1. Données fonctionnelles.....	8
III.1.1. Tracé en plan	8
III.1.2. Profil en long.....	8
III.1.3 Profil en travers	8
III.2. Données naturelles	9
III.2.1. Données géologiques.....	9
III.2.2. Données géotechniques	11
III.2.3. Données hydrauliques	22
III.2.4. Sismicité du site	24
III.2.5. Situation climatologie	25
CONCLUSION	26

Chapitre III : Conception générale

I. INTRODUCTION.....	26
II. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	26
II .1. Variante 1 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive.....	26
II.1.1. Technique du procède.....	26

II.1.2. Domaine d'emploi.....	27
II.1.3. Pré-dimensionnement de la variante.....	27
II.2. Variante 2 : Pont à poutres précontraintes par post-tension.....	30
II.2.1. Technique du procédé.....	30
II.2.2. Domaine d'emploi.....	31
II.2.3. Pré-dimensionnement de la variante.....	32
II.3 Variante 3 : Le pont bipoutre mixte (acier – béton).....	37
II.3.1 Technique du procédé.....	37
II.3.2 Domaine d'emploi.....	37
II.3.3 Pré-dimensionnement de la poutre	38
III. ANALYSE MULTICRITERE	40
IV. CONCLUSION	41

Chapitre IV : Hypothèses de calcul

I. LES NORMES	42
II. MODELES DE CALCUL.....	42
III. ACTIONS ET JUSTIFICATION DE CALCUL.....	42
IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	43
IV.1. Le béton	43
IV.2. Les armatures.....	43
IV.2.1. Armatures passives	43
IV.2.2. Armatures de précontraintes	43
V. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	44
V.1. Béton	44
V.1.1. Contrainte admissible à la compression a l'ELU	44
V.1.2. Contrainte admissible à la compression a l'ELS.....	45
V.1.4. Déformation longitudinale du béton.....	45
V.2. Les armatures	46
V.2.1. Contrainte limite de traction.....	46

Chapitre V : Evaluation des charges et surcharges

I. LES ACTIONS [8].....	47
I.1. Les actions hors trafic.....	47
I.1.1. Les actions permanentes	47
I.1.2. Actions variable hors trafic	47
I.2. Les actions dues au trafic.....	47
I.3. Les actions accidentelles	47

II.	EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC	48
II.1.	Actions permanentes	48
II.1.1.	Les éléments porteurs (charge permanente CP)	48
II.1.2.	Complément des charges permanentes CCP	49
II.2.	Action thermique.....	50
III.	EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC	50
III.1.	Charge à considérer	50
III.2.	Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont	50
III.2.1.	Largeur roulable	50
III.2.2.	Largeur chargeable	50
III.2.3.	Nombre de voies.....	51
III.2.4.	Largeur d'une voie	51
III.2.5.	Classe de pont (RCPR Art.4.3)	51
III.2.6.	Système de charge A : (RCPR Art.4.4).....	51
III.2.7.	Système de charge B	53
III.2.8.	Coefficient de majoration dynamique (RCPR Art.4.6).....	56
III.2.9.	Charges militaires : Mc 120 (RCPR Art.4.10.1.2).....	57
III.2.10.	Convoi exceptionnel : D240.....	58
IV.	AUTRES CHARGES	58
IV.1.	Actions sismique.....	58
IV.2.	Surcharges sur trottoirs (Tr)	59
IV.3.	Vent	59
IV.4.	Efforts de freinage	59
IV.4.1.	Système de charge B _c	60
IV.4.2.	Système de charge A.....	60
V.	LES COMBINAISONS	60

Chapitre VI : Modélisation et évaluations des efforts

I.	DEFINITION	61
II.	PRESENTATION DU LOGICIEL DE MODELISATION	61
III.	MODELISATION DE L'OUVRAGE	61
III.1.	Les étapes de modélisation	61
III.2.	Modélisation des éléments de la structure	62
III.2.1.	Les poutres	62
III.2.2.	La dalle.....	63

III.2.3. Les appuis.....	63
III.3. Modélisation des charges et surcharges.....	64
III.3.1. Définition des charges.....	64
III.3.2. Désignation des charges.....	64
IV. RESULTATS.....	67

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

I. NOTION DE BASE SUR LA PRECONTRAITE.....	70
I.1. Le principe du béton précontraint.....	70
I.2. Types de précontrainte.....	71
I.2.1. Précontrainte par pré-tension.....	71
I.2.2. La précontrainte par post-tension.....	71
II. CALCUL DE LA SECTION DE PRECONTRAITE.....	72
II.1. Section droite.....	72
II.2. Sollicitations appliquées à la section.....	73
II.3. Détermination des contraintes dans le béton.....	74
II.3.1. Contraintes normales du béton.....	75
II.3.2. Respect des contraintes limites.....	75
II.3.3. Valeur minimale de la précontrainte en service.....	76
III. APPLICATION AU PROJET.....	76
III.1. Vérification des contraintes.....	78
III.2. Tracé des câbles.....	79
III.2.1. Disposition constructive des câbles.....	79
III.2.2. Détermination de l'angle de relevage :.....	80
IV. CALCUL DES PERTES DE TENSION.....	85
IV.1. Les pertes instantanées.....	86
IV.1.1. Les Pertes par frottement.....	86
IV.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage.....	87
IV.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton.....	90
IV.2. Pertes différées.....	93
IV.2.1. Pertes dues au retrait du béton.....	94
IV.2.2. Pertes par relaxation des armatures.....	94
IV.2.3. Pertes par fluage.....	95
IV.3. Représentations des résultats finaux.....	96
V. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	97
V.1. phases de construction.....	97

V.2. justification des contraintes normales à ELS	99
V.3. justification des contraintes tangentielles	101
VI. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL	103
VI.1.1. Armatures transversales de peau	104
VI.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues.....	104

Chapitre VIII : Etude du tablier

I. INTRODUCTION.....	105
II. ETUDE DE LA DALLE.....	105
II.1. Géométrie de l'hourdis.....	105
II.2. Évaluation des sollicitations.....	105
II.2.1. Etude des moments fléchissant.....	106
II.3. Ferrailage de la dalle	107
II.4. Résistance aux efforts tranchants	109
II.5. Vérification du poinçonnement.....	109
III. ETUDE DE L'ENTRETOISE	110
III.1. Ferrailage de l'entretoise	111
III.1.1. Ferrailage de l'entretoise sur appuis	111
III.1.2. Ferrailage de l'entretoise en travée.....	113
III.1.3. Ferrailage transversal d'entretoise	113
IV. LES EQUIPEMENTS DU TABLIER.....	114
IV.1. Introduction	114
IV.2. Etude de l'appareil d'appui.....	115
IV.2.1. Choix de l'appareil d'appui.....	115
IV.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui	116
IV.2.3. Répartition des efforts sur les appareils d'appuis	117
IV.2.4. Vérification des contraintes	119
IV.3. Joint de chaussée	121
IV.3.1. Introduction.....	121
IV.3.2. Calcul des joints.....	122
IV.4. Autres équipements du tablier	123
IV.4.1. Etanchéité.....	123
IV.4.2. Revêtements du tablier.....	124
IV.4.3. Corniches	124
IV.4.4. Garde-corps.....	124
IV.4.5. Glissières de sécurité.....	125

IV.5. Evacuation des eaux :	126
-----------------------------------	-----

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Partie I:La culée

INTRODUCTION	127
I. ETUDE DE LA CULEE	127
I.1. Choix du type de culée	127
I.2. Pré-dimensionnement de la culée	127
II. STABILITE ET EVALUATION DES EFFORTS	130
II.1. Efforts dus à la culée	130
III. COMBINAISON DES EFFORTS	133
IV. ETUDE DE FONDATION	134
IV.1. Etude des pieux.....	134
IV.1.1. Nombre des pieux	134
IV.1.2. Vérification Des Pieux	134
IV.1.3 Ferrailage du pieux	136
IV.2. Etude et ferrailage de la semelle.....	136
IV.2.1. Etude de la semelle	136
IV.3. Vérification du poinçonnement semelle-pieu	137
IV.4. Verification du cisaillement semelle-pieu	138
V. FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE.....	138
V.1. Etude et Ferrailage du mur frontal	138
V.2. Etude et Ferrailage du mur garde grève	142
V.3. Etude et Ferrailage de la dalle de transition.....	144
V.5. Etude et Ferrailage du corbeau	151

Partie II: La pile

I. ETUDE DE LA PILE.....	153
I.1. Conception de la pile	153
II. EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE.....	154
II.1. Stabilité vis-à-vis le glissement.....	155
II.1.1. Condition normale	155
II.1.2. Condition sismique	155
II.1.3. En présence de vent	155
III. FERRAILLAGE DE LA PILE.....	155
III.1. Etude de chevêtre.....	155
III.1.1. Combinaisons des charges	156

III.1.2. Le ferrailage longitudinales.....	157
III.1.3. Ferrailage transversal	158
III.2. Etude et ferrailage du voile de la pile (fut)	160
III.2.1. Verrification du flambement	160
III.2.2. Combinaisons des charges	160
III.3. Etude et ferrailage de la semelle et des pieux.....	163
III.3.1. Combinaisons des charges	163
III.3.2. Verification Des Pieux pour pile.....	165
III.3.3. Ferrailage du pieux.....	166

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Les éléments d'un pont.....	2
Figure I.2 : les grands systèmes de pont en fonction de la portée.....	3
Figure I.3 : Principaux types de ponts.....	4
Figure I.4 : Les formes des ponts en arc.....	4
Figure I.5 : Ponts haubanés.....	5
Figure I.6 : Ponts suspendus.....	5
Figure II.1 : Situation géographique de l'ancien pont métallique.....	7
Figure II.2 : Ancien pont métallique.....	7
Figure II.3 : profil en long d'un pont.....	8
Figure II.4 : profil en travers d'un pont.....	8
Figure II.5 : Portion de la carte géologique de la MAHOUNA N° 76, Echelle 1/50 000.....	9
Figure II.6 : Sondage carotté.....	11
Figure II.7 : Schéma de l'essai pressiométrique.....	13
Figure II.8 : L'appareil de casagrande.....	18
Figure II.9 : Schéma de la boîte de cisaillement.....	20
Figure II.10 : Schéma d'un bâti œdométrique à cellule ouverte.....	21
Figure II.11 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.....	25
Figure III.1: Principe de la méthode de construction en encorbellement.....	26
Figure III.2 : Coupe longitudinale de la première variante.....	28
Figure III.3 : Notation des dimensions d'un voussoir.....	28
Figure III.4 : Morphologie générale d'un tablier.....	31
Figure III.5 : Coupe longitudinale de la deuxième variante.....	33
Figure III.6 : nombre des poutres.....	34
Figure III.7 : Elancement de la poutre.....	34
Figure III.8 : Table de compression de la poutre.....	35
Figure III.9 : Talon de la poutre.....	36
Figure III.10 : Morphologie générale d'un tablier mixte.....	37
Figure III.11 : Coupe longitudinale de la troisième variante.....	39
Figure IV.1 : Modèle de calcul.....	42
Figure V.1 : Les sections de la poutre.....	48
Figure V.2 : la largeur roulable.....	50
Figure V.3 : Système de Chargement B_c	54
Figure V.4 : Système de chargement B_t	55
Figure V.5 : Système de chargement B_r	56
Figure V.6 : Convoi M_c 120.....	57
Figure V.7 : Convoi exceptionnel D240.....	58
Figure V.8 : Carte de zonage sismique en Algérie.....	59
Figure VI.1 : MODELISATION DES POUTRES.....	62
Figure VI.2 : MODELISATION DE L'HOUDIS.....	63
Figure VI.3 : Modelisation Des Appuis.....	63
Figure VI.4 : Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.....	64
Figure VI.5 : Affectation des charges type A(l).....	65
Figure VI.6 : AFFECTATION DES CHARGES TYPE BC.....	65
Figure VI.8 : Affectations des charges type M_c 120.....	66
Figure VI.7 : AFFECTATION DES CHARGES TYPE BT.....	66

Figure VI.9 : affectations des charges type D240.	67
Figure VI.10 : Moments poids (poutre + dalle).	67
Figure VI.11 : Moments ELS max.	68
Figure VI.12 : Moments ELS min.	68
Figure VI.14 : Effort tranchant ELS min.	69
Figure VI.13 : Effort tranchant ELS max.	69
Figure VII.1 : LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINTE.	70
Figure I-2Figure VII.2 : Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension....	71
Figure I-3FIGURE VII.3 : TETE D'ANCRAGE MOBILE (A) ET FIXE (B).	72
Figure VII.4 : VERINS HYDRAULIQUES.	72
Figure VII.5 : Caractéristiques d'une section droite.	74
Figure VII.6 : Contraintes et contraintes limites.	74
Figure VII.7 : disposition des appareils d'ancrage dans la section d'about.	80
Figure VII.8 : disposition des appareils d'ancrage dans la section médiane.	80
Figure VII.9 : tracé des câbles.	82
Figure IV-1Figure VII.10 : Pertes par glissement.	88
Figure VIII.1 : Exemple du moment longitudinal maximum.	105
Figure VIII.2 : ferrailage de la dalle.	108
Figure VIII.3 : ferrailage de l'entretoise (nappe sup).	112
Figure VIII.4 : ferrailage de l'entretoise (nappe inf).	113
Figure VIII.5 : Appareil d'appui en élastomère fretté.	115
Figure VIII.6 : Joint de la chaussée.	122
Figure VIII.7 : corniche.	124
Figure VIII.8 : garde-corps.	125
Figure VIII.9 : Glissières de sécurité.	126
Figure IX.1 : Décomposition de la culée.	128
Figure IX.2 : Les dimensions de la semelle.	129
Figure IX.3 : Les dimensions de la culée.	129
Figure IX.4 : vue en plan de la semelle.	134
Figure IX.5 : ferrailage de pieux.	136
Figure IX.6 : ferrailage de mur frontal.	141
Figure IX.7 : Ferrailage de la dalle de transition.	145
Figure IX.8 : mur en retour.	146
Figure IX.9 : Sollicitation sur le corbeau.	151
Figure IX.10 : Les dimensions de la pile.	154
Figure IX.11 : Les dimensions de la semelle.	174

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Donnés d'essai pressiométrique.....	15
Tableau II.2 : Coordonnées UTM Des sondages pressiométriques.....	16
Tableau II.3 : Caractéristiques physiques de différents échantillons	17
Tableau II.4 : Donnés des essais de limites d'Aterberg	19
Tableau II.5 : Donnés des analyses chimiques	19
Tableau II.6 : Valeurs de la cohésion et d'angle de frottement.....	21
Tableau II.7 : Donnés des essais œdométrique.....	22
Tableau II.8 : Coefficient d'accélération.....	25
Tableau III.1 : Analyse multicritère.	41
Tableau V.1 : Classe des ponts.....	51
Tableau V.2 : Coefficients a1.....	52
Tableau V.3 : Valeurs de la charge A(l).....	53
Tableau V.4 : Valeurs de bc	54
Tableau V.5 : Valeurs de Bc.....	54
Tableau V.6 : Valeurs de bt.....	55
Tableau V.7 : Valeurs de Bt.....	55
Tableau V.8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ	57
Tableau V.9 : Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l).....	60
Tableau VII.1 : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).	78
Tableau VII.2 : Valeur de xd et xk	83
Tableau VII.3 : Positions et angles des différents câbles.	83
Tableau VII.4 : Caractéristiques géométriques nettes de poutre+dalle et poutre seul.	84
Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques homogènes (poutre+dalle).	85
Tableau VII.6 : Pertes par frottement en différentes sections.	87
Tableau VII.7 : Pertes par frottement de la section Xk.	87
Tableau VII.8 : Valeurs de d et de σ_M	89
Tableau VII.9 : Les pertes par recul d'ancrage.	90
Tableau VII.10 : Effet de la 1 ^{ère} famille sur elle-même.....	91
Tableau VII.11 : Effet de la dalle sur la 1 ^{ère} famille.	91
Tableau VII.12 : Effet de la 2 ^{ème} famille sur la 1 ^{ère} famille.	92
Tableau VII.13 : Effet des compléments sur la 1 ^{ère} famille.	92
Tableau VII.14 : Effet des compléments sur la 2 ^{ème} famille.	92
Tableau VII.15 : Pertes par déformation instantanée.	93
Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes au 28 ^{ème} jour.	93
Tableau VII.17 : Pertes par retrait du béton.	94
Tableau VII.18 : Pertes par relaxation des armatures.....	95
Tableau VII.19 : Pertes par fluage.....	96
Tableau VII.20 : Récapitulatif des pertes de tension totales par famille.	97
Tableau VII.21 : Valeurs des pertes totales.....	97
Tableau VII.22 : Contrainte admissible selon BPEL.	99
Tableau VII.23 : caractéristiques nettes de la poutre seule pour le calcul de σ_x et τ_x	102
Tableau VII.24 : Caractéristiques homogènes de la poutre +dalle pour le calcul de σ	102
Tableau VII.25 : Vérification des contraintes tangentielles.	103
Tableau VIII.1 : récapitulatif des résultats moment MXX.....	106
Tableau VIII.2: récapitulatif des résultats moment Myy.....	106

Tableau VIII.3 : Sollicitation à l'ELU, ELS.	107
Tableau VIII.4 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU.	107
Tableau VIII.5 : Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU.	108
Tableau VIII.6 : Résultat de calcul de la section d'acier à l'ELU.	108
Tableau VIII.7 : Résultat de calcul de la contrainte tangente à l'ELU.	109
Tableau VIII.8 : Résultat de calcul de la contrainte à l'ELS.	109
Tableau VIII.9 : récapitulatif des résultats.	109
Tableau VIII.10 : Les raideurs des appareils d'appuis.	119
Tableau IX.1 : Calcul du coefficient de poussée Kad.	132
Tableau IX.2 : Charges permanentes sur la culée à la base et à l'extrémité de la semelle.....	132
Tableau IX.3 : surcharges sur remblais à la base et à l'extrémité de la semelle.	133
Tableau IX.4 : Surcharges d'exploitation à la base et à l'extrémité de la semelle.	133
Tableau IX.5 : Combinaisons des charges à l'ELU sur la culée à la base et à l'extrémité	133
Tableau IX.6 : Combinaisons des charges à l'ELS sur la culée à la base et à l'extrémité.	134
Tableau IX.7 : les Sollicitations a ELU.	135
Tableau IX.8 : les Sollicitations a ELS.	135
Tableau IX.9 : les Sollicitations a ELA.	135
Tableau IX.10 : les Sollicitations aux ELU , ELS et ELA.	137
Tableau IX.11 : les armatures optenu.	137
Tableau IX.12 : Charges fondamentale et accidentel.	138
Tableau IX.13 : Detrmination des charges sur mur frontal.	139
Tableau IX.14 : Detrmination des Surcharge sur remblais.	139
Tableau IX.15 : Detrmination des Surcharge routiere.....	139
Tableau IX.16 : Détermination des charge sismique.....	139
Tableau IX.17 : résultats des combinaisons les plus lourdes.	140
Tableau IX.18 : les armatures obtenu.	140
Tableau IX.19 : les armatures obtenu.	140
Tableau IX.20 : action horizontales.....	142
Tableau IX.21 : Données de calcul.....	143
Tableau IX.22 : les armatures optenu.	143
Tableau IX.23 : les armatures optenu.	143
Tableau IX.24 : les charges, surcharges et le ferrailage.	144
Tableau IX.25 : les résultats de ferrailage.	145
Tableau IX.26 : Données de calcul.....	148
Tableau IX.27 : les armatures optenu.	149
Tableau IX.28 : les armatures optenu.	149
Tableau IX.29 : les armatures optenu.	150
Tableau IX.30 : Evaluation des charges.	152
Tableau IX.31 : Données de calcul.....	153
Tableau IX.32 : Effort verticaux sur la pile.....	154
Tableau IX.33 : Effort horizontaux sur la pile.....	155
Tableau IX.34 : combinaisons des charges aux ELU et ELS.....	156
Tableau IX.35 : Résultats de ferrailage.	158
Tableau IX.36 : Résultats de ferrailage	159
Tableau IX.37 : Combinaisons des charges a ELU.	160
Tableau IX.38 : Combinaisons des charges a ELS.....	160
Tableau IX.39 : Combinaisons des charges a ELA1.....	161

Tableau IX.40 : Combinaisons des charges a ELA2.....	161
Tableau IX.41 : combinaisons les plus lourdes.	161
Tableau IX.42 : ferrailages vertical et horizontal.....	163
Tableau IX.43 : Combinaisons des charges a ELU.....	163
Tableau IX.44 : Combinaisons des charges a ELS.....	163
Tableau IX.45 : Combinaisons des charges a ELA.....	165
Tableau IX.46 : Verification des pieux à L' ELS.....	165
Tableau IX.47 : Verification des pieux à L' ELU.....	166
Tableau IX.48 : Verification des pieux à L' ELA.....	166
Tableau IX.49 : Ferrailage à l'ELU.....	167
Tableau IX.50 : Ferrailage à l'ELA.....	170
Tableau IX.51 : donnée effort tranchant.....	171
Tableau IX.52 : ferrailage à l'ELA.....	172
Tableau IX.53 : données.....	173
Tableau IX.54 : les sections des armatures.....	174
Tableau IX.55 : resultats de ferailage obtenus.....	175
Tableau IX.56 : Vérification du poinçonnement semelle-pieu.....	175
Tableau IX.57 : Verification du cisaillement semelle-pieu.....	176

LISTE DES SYMBOLES

P_{\min} : Précontrainte minimale.

P_I : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.

P_{II} : Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.

B_n : Section nette.

B_{br} : Section brute.

I_n : Moment d'inertie de la section nette.

I_{br} : Moment d'inertie de la section brute.

$\bar{\sigma}_{bt1}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{bt2}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort à l'origine.

n : Nombre de câbles

e_P : Excentricité du câble moyen

σ_{SUP} : Contrainte sur la fibre supérieure.

σ_{INF} : Contrainte sur la fibre inférieure.

\bar{V} : Effort tranchant limite.

m : Nombre de gaines par lit.

V_m : Effort tranchant minimum.

V_M : Effort tranchant maximum.

x_K : Longueur de la partie en courbe du câble / à l'appui.

x_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

$\alpha(x)$: Somme vectorielle des déviations du câble.

$(\Delta\sigma_P)_{ft}$: Perte de tension par frottement.

$(\Delta\sigma_P)_g$: Perte de tension par glissement.

$(\Delta\sigma_P)_{bi}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton.

σ_{P0} : Tension à l'origine.

r_m : Rayon moyen de la pièce.

$(\Delta\sigma_P)_\rho$: Perte due à la relaxation de l'acier.

$(\Delta\sigma_P)_{flu}$: Perte due au fluage du béton.

$(\Delta\sigma_P)_r$: Perte due au retrait du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_x$: Contrainte normale longitudinale.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y.

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p .

N_{bt} : Contrainte de traction dans le béton.

P_m : Valeur probable de la précontrainte.

S_t : Espacement des armatures transversales.

RESUME

Afin de désengorger la circulation à l'entrée de Nador wilaya de Guelma, causé par la vétusté de son pont, un travail qui a pour but l'étude et la conception d'un nouvel ouvrage en remplacement de ce dernier est proposé dans ce mémoire. En respectant les exigences techniques et économiques, s'est dégagée une recherche de conception optimale. Plusieurs options de structures ont été étudiées et une analyse multicritères permet de choisir un pont à poutres préfabriquées par post-tension.

Les hypothèses de calcul et l'évaluation des charges de calcul sont ensuite abordées. Une modélisation a été réalisée par le logiciel « ROBOT » pour déterminer les différents efforts internes.

L'étude transversale a permis de compléter les résultats obtenus par le ferrailage de la dalle dans le sens transversal. On s'intéresse par la suite à l'étude des piles, culées l'équipement et à l'infrastructure de l'ouvrage.

Mots clés :

Ouvrage d'art, Conception, Précontraint, Robot , post-tension.

ملخص

من أجل تخفيف الازدحام المروري عند مدخل حي الناظور بولاية قالمة، الناجم عن خراب جسرهما، تم في هذه الأطروحة اقتراح عمل يهدف إلى دراسة وتصميم عمل جديد ليحل محل الآخر. في إطار هذه الدراسة بحثنا عن التصميم الأمثل الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية من أجل تحسين التكاليف وصعوبات التنفيذ، وانطلاقاً من تحليل متعدد المعايير، تم اختيار جسر مع عوارض مسبقة الشد.

ثم حسبنا مختلف الأحمال والأحمال الإضافية التي يتعرض لها الجسر. نمذجة الجسر بالعناصر المحدودة تمت باستخدام برنامج "ROBOT" حيث سمحت بتحديد مختلف الجهود الداخلية. بعد نتائج النمذجة.

انتقلنا إلى حساب السطح والتحقق منه في مرحلة البناء ومرحلة الاستغلال وكذلك تقييم الإجهاد المسبق الداخلي والخارجي بعدها الدراسة المقطعية استكملت النتائج المتحصل عليها وذلك بتسليح السطح بالعرض. أخيراً، قمنا بدراسة البنية التحتية للجسر.

كلمات مفتاحية :

Robot ، عمل فني ، تصميم ، الإجهاد المسبق ، ما بعد الشد ،

Abstract

In order to relieve the traffic congestion at the entrance of Nador department of Guelma, caused by the dilapidation of its bridge, a work, which aims to study and design a new work to replace the last one, is proposed in this thesis. By respecting the technical and economic requirements, a search for optimal design emerged. Several structural options were studied and a multi-criteria analysis made it possible to choose a bridge with prefabricated post-tensioned beams.

The calculation assumptions and the evaluation of the calculation loads are then discussed. Modeling was carried out using the "ROBOT" software to determine the various internal forces.

The transverse study made it possible to complete the results obtained by the reinforcement of the slab in the transverse direction. We then focus on the study of the piles, abutments, equipment and infrastructure of the structure.

Key words:

Work of art, Design, Prestressed, Robot, post-tensioning.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'ouvrage étudié est un pont route sera réalisé sur Oued Seybouse entre RN 20 et Nador. Ce point d'intersection est un carrefour connu pour être emprunté par les usagers venant de sedrata wilaya de souk ahras en allant vers Annaba. Ce parcours est avantageux puisqu'il permet d'éviter la circulation très dense (surtout le nombre élevé de poids lourds) entre les villes de Guelma et Annaba. Le point noir de cette déviation est le pont qui se trouve à l'entrée de la ville de nador. En effet le pont existant date de l'époque coloniale et il est dans un état de délabrement avancé. En plus l'exigüité de l'ouvrage (sa géométrie ne permet que le passage d'une seule file de véhicules) cause beaucoup de désagréments aux usagers qui sont dans l'obligation d'attendre que l'ouvrage se vide pour pouvoir le passer.

De ce fait, pour résoudre tous ces problèmes un nouvel ouvrage sûr et moderne adjacent à l'ancien est proposé dans ce travail

Le premier chapitre est une recherche bibliographique comportant des généralités sur les ponts, leurs formes et leurs morphologies.

Dans le deuxième chapitre la présentation de notre projet avec la présentation des différentes données nécessaires à l'élaboration de notre travail.

Dans le troisième chapitre plusieurs variantes sont exposées ainsi que les prédimensionnements suivis des avantages et inconvénients de chacune d'elles. La variante la plus avantageuse est dégagée suite à une analyse multicritères.

Dans le quatrième chapitre, on définit les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage. S'en suit alors dans le cinquième chapitre le calcul des charges que doit supporter notre ouvrage tout en respectant réglementation Algérienne.

Dans le sixième chapitre une modélisation de l'ouvrage est réalisée grâce au logiciel ROBOT millenium. Les sollicitations, efforts internes déformées etc. sont récoltés en output.

Le chapitre sept s'intéresse à l'étude de la précontrainte surtout au calcul des pertes de précontraintes et la vérification des contraintes tant à l'ELU qu'à l'ELS.

Le huitième chapitre porte sur l'étude de tablier de l'ouvrage où le ferrailage est fourni et on a présenté les équipements utilisés dans notre pont.

Le dernier chapitre est réservé à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I :

Généralités

I. INTRODUCTION

Un pont est à l'origine une construction reliant les deux rives d'un cours d'eau. A partir du 19ème siècle, la construction des ponts est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication.

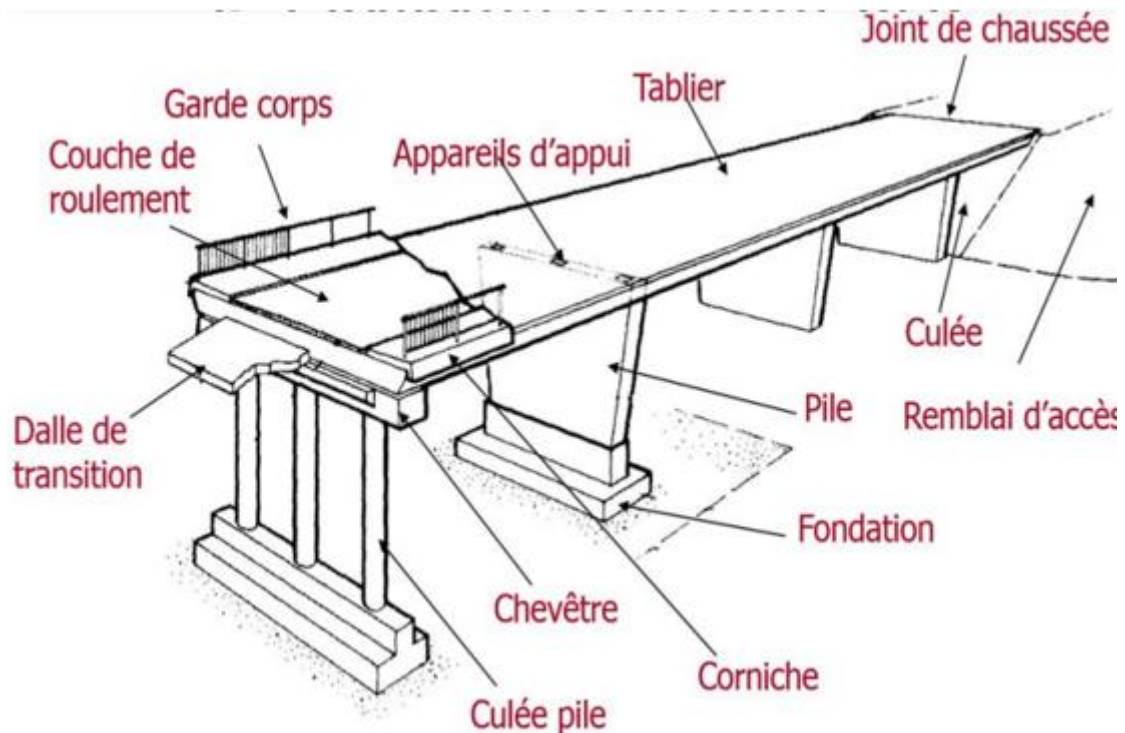


Figure I.1 : Les éléments d'un pont.

II. CLASSIFICATION DES PONTS

La classification se fait selon quatre critères :

II.1. La structure

- Pont en arc est un pont dont la ligne de la partie inférieure (intrados), est en forme d'arc.
- Pont à voutes : usuellement appelé pont en maçonnerie ou pont en pierre ou pont voûté
- pont à poutre est un pont dont l'élément porteur est une ou plusieurs poutres droites
- pont suspendus : est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à deux fils de câbles flexibles dont les extrémités sont encrées aux culées
- pont a hauban : sont une variété de ponts où le tablier est suspendu par des câbles issus de Pylônes. [1]

II.2. La nature de la voie portée

- Le pont route : permettent la circulation des véhicules, des piétons et des bicyclettes.

- Pont rail : pour la voie ferrée.
- Pont canaux : Soutienne une voie de navigation* pont aqueduc : serve au passage des canalisations.
- Pont passerelle : servent uniquement aux piétons. [1]

II.3. Le matériau principal

- Pont en bois : utilisés actuellement comme ouvrage provisoire.
- Pont en maçonnerie.
- Pont en béton armé.
- Pont en béton précontraint.
- Pont métallique.
- Pont mixte. [1]

II.4. Le caractère de pont

- Pont mobile : utilisée pour franchir une voie navigable lorsque la voie portée ne peut pas être sur élevée pour permette le passage des bateaux.
- Pont fixe : utiliser généralement dans les voies terrestres. [1]

III. PRINCIPAUX TYPES DE PONTS

Le choix du type de ponts se fait en fonction de la portée principale de l'ouvrage

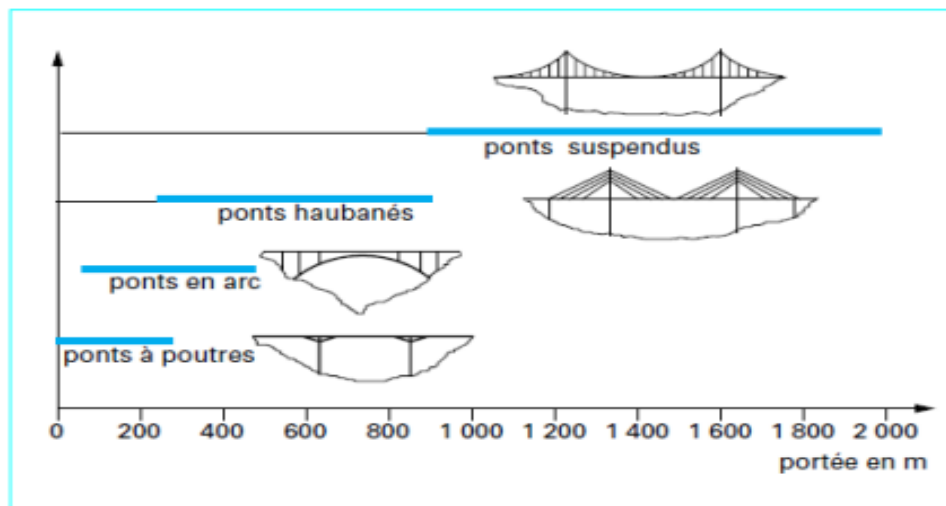


Figure I.2 : les grands systèmes de pont en fonction de la portée.

III.1.

Les

ponts à poutres

C'est la technique la plus utilisée et la plus développée pour des raisons de coût (très économique) et de simplicité de réalisation. [1]

On distingue trois types :

Poutres à âme plein



Poutres en caisson



Poutres en treillis



Figure I.3 : Principaux types de ponts.

III.2. Les ponts en arc

Pour franchir des brèches encaissée, large, profonde avec des accès de chantier difficiles sur ses flancs. Les piles du tablier reposent sur une structure en arc.

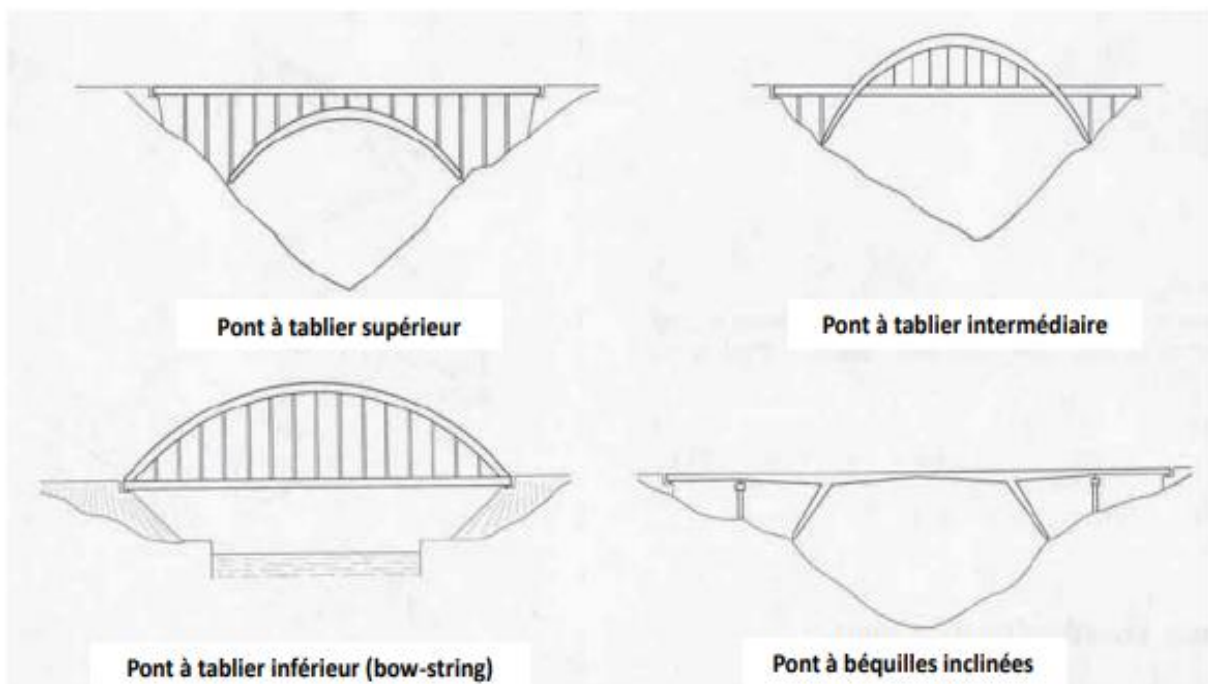


Figure I.4 : Les formes des ponts en arc

III.3. Les ponts à câbles

Intérêt et domaine d'application

- La libération totale de l'espace inférieur

- Les franchissements de très grandes portées
- Les tabliers élancés
- Le montage facilité par la suspension elle-même.

Il existe deux types :

- Ponts haubanés : le tablier est supporté par un système de câbles obliques (haubans)

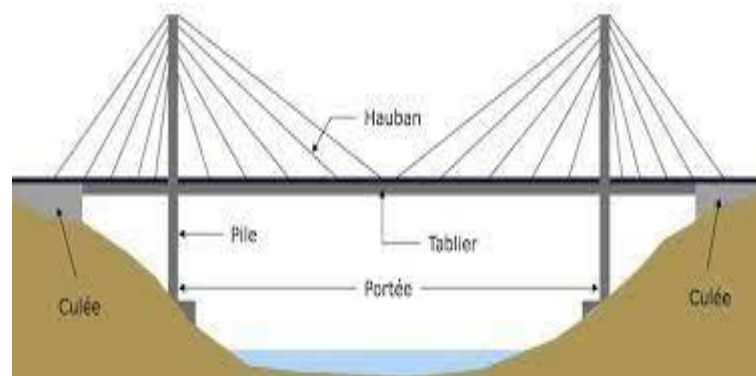


Figure I.5 : Ponts haubanés

- Ponts suspendus : Le tablier est tenu par à un système de câbles porteurs.

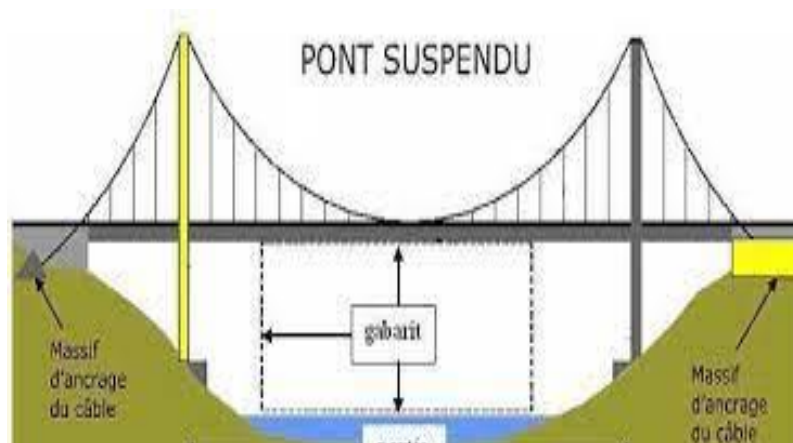


Figure I.6 : Ponts suspendus.

Chapitre II :
Présentation
générale du projet

I. INTRODUCTION

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation, permettant de franchir un obstacle naturel ou travail manuel (artificiel) : La voie portée peut être une voie routière (pont-route), ferroviaire (pont-rail), cours d'eau (pont-canal), ou bien de passage piéton (passerelle), Il est constitué de trois parties essentielles (la superstructure, les appareils d'appui, l'infrastructure).

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La wilaya de Guelma est une wilaya de l'est algérien située entre les régions d'Annaba et de Constantine .Guelma se situe au cœur d'une grande région agricole à 290 m d'altitude, entourée de montagnes (Maouna , Dbegh , Houara) ce qui lui donne le nom de ville assiette, sa région bénéficie d'une grande fertilité grâce notamment à la Seybouse et d'un grand barrage qui assure un vaste périmètre d'irrigation. Elle est située à 60 km au sud-ouest d'Annaba, à 110 km à l'est de Constantine, à 60 km de la mer Méditerranée et à 150 km de la frontière tunisienne.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de Guelma propose de réalisation d'un pont sur Oued SEYBOUSE entre la RN 20 et NADOR la commune de Beni Mezline wilaya de Guelma.

L'ouvrage est un pont route sera réalisé sur Oued Seybouse entre RN 20 et Nador. Ce pont sera construit pour remplacer l'ancien pont métallique construit à l'époque coloniale, qui présentait plusieurs problèmes de sécurité et de fonctionnalité.

Sa longueur totale est de (104,00 m) ; tandis que sa largeur est de (10,00m) ; l'ouvrage est droit. Le tablier est constitué de poutres de section en forme de T avec âme (variable) en béton précontraint. Ces poutres transmettent les efforts aux appuis à travers des appareils d'appui en (élastomère fretté). En ce qui concerne l'infrastructure, on prévoit des piles à (section pleine), ainsi que des culées sur des fondations profondes. Le pont est constitué de 3 travées indépendantes de (30m).

Ce pont repose sur deux culées et 2 piles en béton armé, qui eux même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux forés en béton armé.

CHAPITRE II : Présentation générale du projet



Figure II.1 : Situation géographique de l'ancien pont métallique.



Figure II.2 : Ancien pont métallique

III. RECUEIL DES DONNEES

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

III.1. Données fonctionnelles

III.1.1. Tracé en plan

La définition géométrique de l'alignement en plan de la voie droite est donnée par l'alignement en plan.

III.1.2. Profil en long

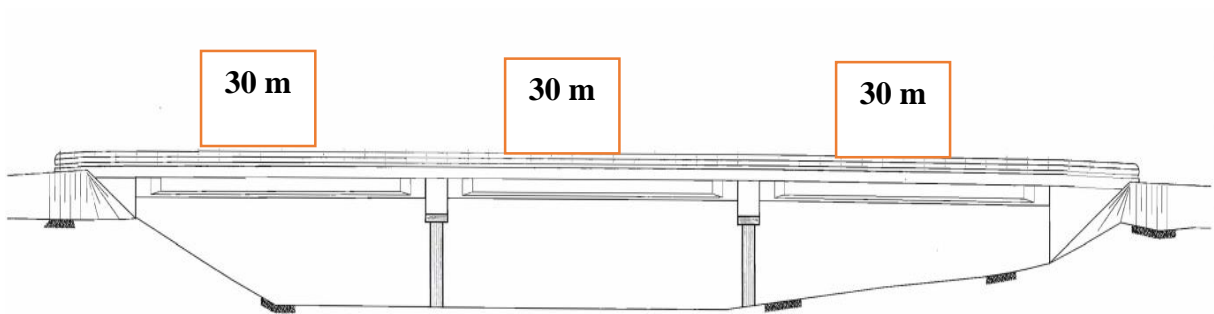


Figure II.3 : profil en long d'un pont.

III.1.3 Profil en travers

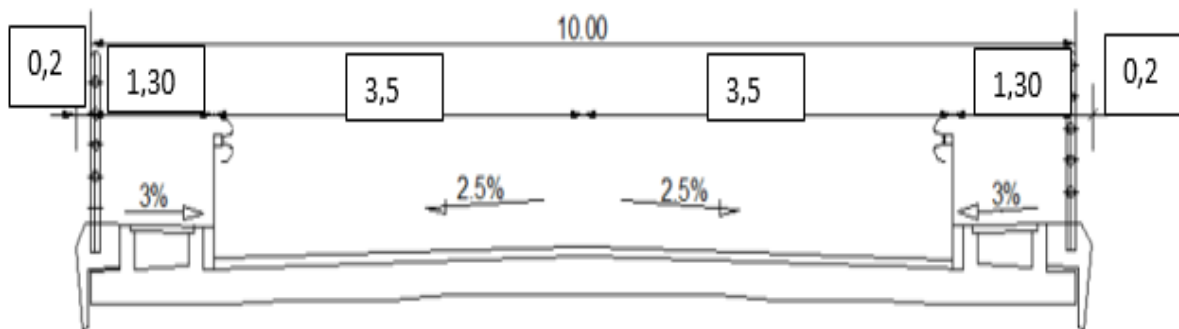


Figure II.4 : profil en travers d'un pont

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

III.2. Données naturelles

III.2.1. Données géologiques

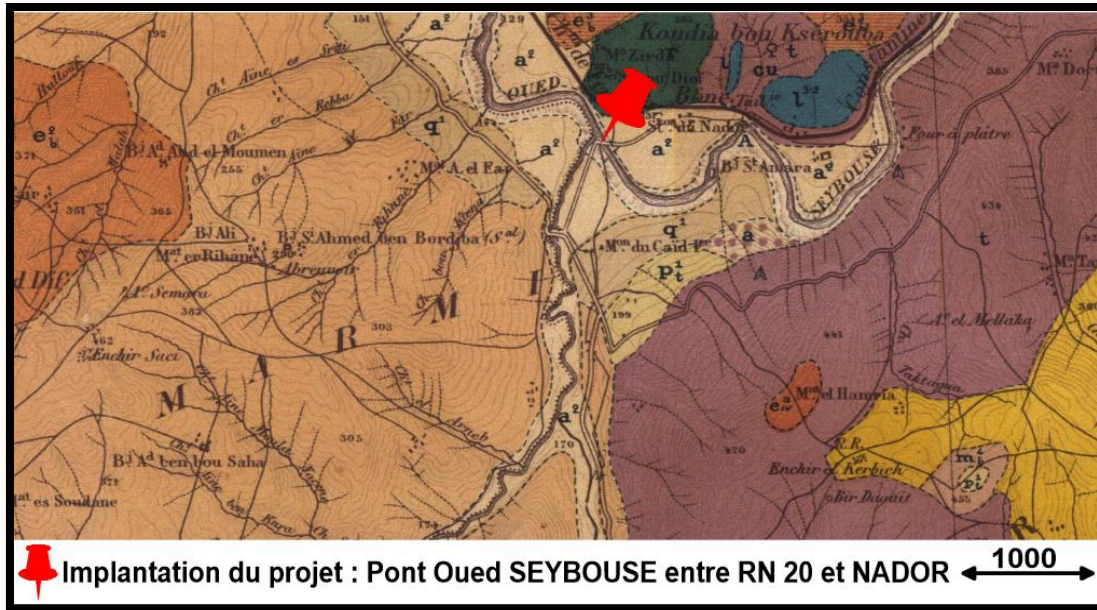
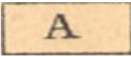

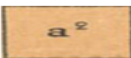


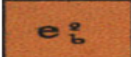

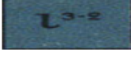






Figure II.5 : Portion de la carte géologique de la MAHOUNA N° 76, Echelle 1/50 000.

La légende :

	Alluvions actuelles		Argiles grises à gypse
	Alluvions récentes		Grès Numidiens
	Eboulis et dépôts de pentes		Grès <u>quartziteux</u>
	Alluvions anciennes des vallées actuelles		Calcaires liasiques
	Travertins du pliocène récent		marnes irisées cargneules calcaires dolomitiques
	Argiles rouges gréseuses et poudingues		Schistes violets satinés et grès roses durs

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

La région de d'étude, de point de vue géologique est caractérisée par les formations suivantes :

A Alluvions actuelles, graviers et limons du lit majeur de la Seybouse.

a² Alluvions récentes, limons et cailloux roulés du fond des vallées.

q¹ Alluvions anciennes, dominant jusqu'à 35 mètres le lit actuel de la Seybouse et de ses affluents (terrasses moyennes).

P^{1t} Travertins du pliocène récent, nappe relevée en gradins, paraissant se raccorder avec une terrasse dominant de 90 à 100 mètres le lit de la Seybouse. Cette formation renferme près de Guelma des intercalations marneuses à Helix.

m^{4b} Argiles rouges grés-sableuses, passant au sommet à des conglomérats rouges et à des poudingues à assez gros éléments.

m^{4a} Argiles grises et gypse, vers la base s'intercalent des gypses en lames et en plaquettes et des argiles noires et grises gypseuses, développées principalement dans le massif du Djebel Nador. Cette formation passée vers le Nord sur la feuille de Guelma à des argiles sulfo-gypseuses à squelettes de poissons et à empreintes de végétaux.

e^{3b} Grès Numidiens, grès en bancs assez compacts renfermant parfois des lits de petits poudingues.

e^{2b} Grès quartziteux, blancs jaunâtres, rougeâtres et ferrugineux en certains points, en bancs à stratification assez nette et augmentant d'épaisseur de la base au sommet de la formation. Ils alternent avec des lits argileux surtout à la base.

J³⁻² Calcaires liasiques, compacts, à stratification peu nette ; en bancs épais, durs, tantôt blancs, rosés grisâtres, tantôt gris bleuâtres. Certains bancs ont une cassure cireuse et constituent un marbre à grain fin. D'autres, plus sombres, mouchetés de taches rougeâtres d'hématite, sont spathiques, subcristallins avec filets de calcite. En certains points ils présentent une structure trochoïde. Ils renferment une faune de Lias moyen. Des calcaires bleu-grisâtres en plaquettes minces feuilletées et ondulées, surmontant les marnes irisées triasiques, représentent sans doute l'Infralias ; mais ces affleurements sont trop restreints pour être représentés sur la carte.

t Trias, formation hétérogène, mal stratifiée, comprenant principalement des argiles irisées, bariolées de teintes vives (violet, rouge, lie de vin, jaunes, verdâtre, etc.).

r Schistes violets satinés alternant avec des grès blancs rosés (sortes de psammites). Ces assises très redressées paraissent surmontées en discordance par les formations triasiques non loin de la station du Nador, et sont sans doute d'âge permien par suite de leur facies et de leurs relations stratigraphiques. [2]

III.2.2. Données géotechniques

Compte tenu du type du projet à réaliser et l'entendu de site devant le recevoir, une campagne de reconnaissance a été arrêté et mis en exécution, conformément aux normes techniques en vigueur, il s'agit d'une prospection au moyen des sondages carottés, des sondages pressiométriques, et des profils tomographiques, les prélèvements sont acheminés au laboratoire, et ont été soumis aux différents essais d'identifications afin de déterminer leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. [2]

L'essai de la pénétration dynamique peut conduire aussi à connaître la capacité, la consistance et la variation de la résistance à la pénétration dynamique en profondeur. [2]

III.2.2.1. Reconnaissance des sols in situ

III.2.2.1.1. Coupes de sondage et lithologie du terrain

La reconnaissance des sols doit passer d'abord par localiser les différentes couches du terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier, d'où la nécessité des sondages carottés.

Ces derniers servent aussi à extraire des échantillons de sol sans en modifier ni l'état, ni la structure. Ils sont soumis aux essais de laboratoire afin de déterminer les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques du sol en place.



Figure II.6 : Sondage carotté

Par ailleurs, ces essais physico - mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements prévisibles, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi que le choix du type de la semelle.

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

Les résultats sont présentés sous forme de coupes appelées coupes lithologiques où on donne la nature géologique des sols traversés ainsi que la profondeur correspondante. La lithologie du terrain se révèle comme suit :

Sondage N° 01 :

- 0.00 – 6.00 m : Argiles limoneuses renfermant des graviers.
- 6.00 – 27.0 m : Des alluvions renfermant des cailloux roulés à matrice limoneuses.
- 27.0 – 30.0 m : Argiles légèrement sableuses.

Sondage N° 02 :

- 0.00 – 4.50 m : Argiles limoneuses renfermant des graviers.
- 4.50 – 28.0 m : Des alluvions renfermant des cailloux roulés à matrice limoneuses.
- 28.0 – 30.0 m : Argiles légèrement sableuses.

Sondage N° 03 :

- 0.00 – 6.00 m : Argiles limoneuses renfermant des graviers.
- 6.00 – 27.0 m : Des alluvions renfermant des cailloux roulés à matrice limoneuses.
- 27.0 – 30.0 m : Argiles légèrement sableuses.

Au vu des coupes de sondages, et comme il est montré aux annexes (coupes de sondage) il apparaît que la lithologie du terrain est homogène, il est constitué essentiellement par des formations alluvionnaires, débutant par une couche d'argile-limoneuse jusqu'à 6 mètres de profondeur repose sur des alluvions renfermant des cailloux, galets roulés et des blocs à matrice limoneuses à limono-argileuses jusqu'à 28 mètres de profondeur. Le fond est formé par des argiles légèrement sableuses.

D'emblée, il s'agit d'un terrain pouvant recevoir l'ouvrage pour lequel le site est destiné sans rien craindre. [2]

III.2.2.1.2. Essais pressiométriques

Cet essai permet d'aborder les problèmes de stabilité à court terme et d'évaluer valablement les tassements, de plus en obtient quasi instantanément un ordre de grandeur de la pression admissible.

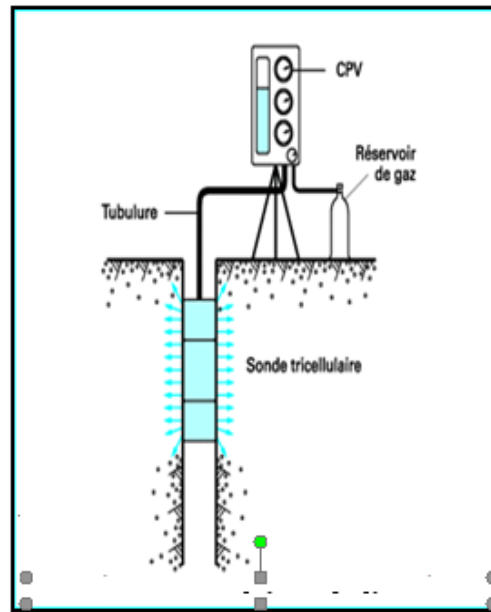


Figure II.7 : Schéma de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré et à mesurer les déformations de la paroi sous l'effet d'une Pression variable. De la courbe effort-déformation (voir annexes) on déduit, par calculs, les caractéristiques du sol étudié qui permettent d'établir le taux de travail du sol sous semelles.

L'essai pressiométrique a pour but de déterminer les paramètres suivants :

Le module de déformation (module pressiométrique standard) E_M en se fixant un coefficient de Poisson ν de l'ordre de 0,33 : $E_M = 2(1 + \nu) V \frac{dP}{dV}$

Où V est le volume de la cavité au point d'inflexion (p_r, v_r) et dp/dv , la pente en ce point calculé sur une plage de pression entourant ce même point.

La pression dans la sonde tend vers une valeur finie lorsque son volume tend vers l'infini. Cette pression est la pression limite dite « à l'infini », notée généralement PL . Par convention, la pression limite est la pression qui correspond au doublement de volume de la cavité initiale, dont le volume est pris égal à $V_c + 2v_r$, V_c étant le volume de la sonde au repos, qui est en pratique voisin de 535 cm^3 .

Il s'ensuit que l'essai Ménard ne peut être interprété de manière analytique en termes de résistance au cisaillement [2]

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau II.1 :

N° Sondage	Profondeur de l'essai(m)	Paramètre		
		E (bars)	PI (bars)	Pf (bars)
SP 01	02.00	8.19	1.86	1.17
	04.00	3.96	1.17	0.84
	06.00	3.88	0.66	0.61
	08.00	0.18	0.41	0.41
	10.00	4.51	0.64	0.57
	12.00	5.68	0.61	0.66
	14.00	15.19	4.51	3.17
	16.00	22.74	7.09	4.76
	18.00	22.98	6.91	4.73
	20.00	23.11	6.76	4.72
	22.00	56.43	10.96	7.26
	24.00	46.10	7.49	5.29
	26.00	57.75	10.61	7.20
	28.00	168.25	24.67	15.55
30.00	315.14	24.00	13.90	
N° Sondage	Profondeur de l'essai(m)	Paramètre		
		E (bars)	PI (bars)	Pf (bars)
SP 02	02.00	7.90	1.86	1.17
	04.00	6.98	2.10	1.38
	06.00	2.91	0.61	0.58
	08.00	3.92	0.68	0.58
	10.00	4.99	0.75	0.75
	12.00	6.41	0.55	0.67
	14.00	19.31	4.47	3.15
	16.00	28.89	7.55	5.03
	18.00	24.78	7.06	4.82

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

	20.00	26.99	7.07	4.90
	22.00	61.20	11.06	7.32
	24.00	53.75	7.64	5.38
	26.00	71.83	10.86	7.35
	28.00	152.23	24.57	15.49
	30.00	315.14	24.07	13.88

N° Sondage	Profondeur de l'essai(m)	Paramètre		
		E (bars)	PI (bars)	Pf (bars)
SP 03	02.00	7.15	1.06	0.70
	04.00	4.80	1.83	0.73
	06.00	3.28	0.65	0.66
	08.00	4.49	0.51	0.63
	10.00	4.67	0.82	0.82
	12.00	5.84	0.73	0.76
	14.00	14.36	3.99	2.87
	16.00	25.94	7.58	5.05
	18.00	22.21	6.43	4.45
	20.00	25.67	6.94	4.83
	22.00	59.50	10.48	6.98
	24.00	51.78	7.29	5.18
	26.00	59.69	10.23	6.98
	28.00	162.40	24.60	15.51
30.00	295.96	23.74	11.76	

Tableau II.1 : Donnés d'essai pressiométrique.

Coordonnées UTM Des sondages pressiométriques :

Coordonn2es	SP 01	SP 02	SP 03
X	375802.38 m	375828.44 m	375885.00 m
Y	4031396.08 m	4031400.64 m	4031400.00 m

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

Z	Z=123m	Z= 122m	Z= 123m
---	--------	---------	---------

Tableau II.2 : Coordonnées UTM Des sondages pressiométriques.

III.2.2.2. L'étude en laboratoire

III.2.2.2.1. Programme des essais au laboratoire

Sur les échantillons prélevés dans les sondages à différentes profondeurs, il a été effectué d'abord, une identification physique, complétée par des essais mécaniques, essentiellement, ainsi que les analyses chimiques sommaires. [2]

Les essais suivants ont été exécutés :

Paramètres physiques

- * Teneur en eau naturelle (W_n).
- * Densité en place humide et sèche (γ_h) et (γ_d).
- * Granulométrie.
- * Limites d'Atterberg.

Analyse chimique

- * Teneur en Sulfates ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$).
- * Teneur en carbonates ($CaCO_3$).

Paramètres mécaniques

- * Essais de cisaillement.
- * Essais œdométriques.
- * Essais de compression simple.

III.2.2.2.2. Interprétation et analyse des résultats

Caractéristiques physiques

Sondage N°	Prof (m)	Identification					
		W (%)	γ_h t/m ³	γ_d t/m ³	Sr (%)	Indice d vide (e)	Porosité n%
	2.00-3.00	13.46	1.81	1.60	52.62	0.69	0.41
	4.50-5.50	17.50	1.93	1.65	73.87	0.64	0.39
	25.0-26.0	21.83	2.05	1.68	97.08	0.61	0.38
	28.5-29.5	24.07	1.95	1.58	91.09	0.71	0.42
	1.50-2.50	15.29	1.85	1.60	60.42	0.68	0.41

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

	26.0-27.0	21.83	2.07	1.70	99.85	0.59	0.37
	29.0-30.0	25.63	1.94	1.54	92.37	0.75	0.43
Sc 03	2.50-3.50	15.41	1.84	1.59	60.03	0.69	0.41
	23.0-24.0	22.39	2.05	1.68	99.03	0.61	0.38
	27.5-28.5	25.83	1.96	1.56	95.10	0.73	0.42

Tableau II.3 : Caractéristiques physiques de différents échantillons

Teneur en eau et degré de saturation :

Les essais de la détermination de la teneur en eau effectués en laboratoire sur les échantillons prélevés ont donné des valeurs proches l'une à l'autre pour la même formation, généralement elle tourne autour de 13.46 à 17.50% pour les argiles limono-graveleuses, et elle varie de 21.83 à 22.39% pour les alluvions ;

Alors que pour les argiles légèrement sableuses la teneur en eau est variée de 24.07 à 25.83% les valeurs résultantes indiquent un sol présentant un état hydrique naturellement humide et relativement proche de la saturation complète.

Densité humide et sèche :

Les valeurs des densités sèches et humides résultantes varient respectivement pour le même type de sol analysé comme suit :

- Pour les argiles limono-graveleuses, la densité sèche varie de 1.59 à 1.65t/m³, alors que les valeurs des densités humides apparentes sont de l'ordre de 1.81 à 1.93 t/m³.
- Pour les alluvions à matrice limoneuse la densité sèche est de 1.68 à 1.70 t/m³, alors que les valeurs des densités humides apparentes changent de 2.05 à 2.07 t/m³.
- Pour les argiles sableuses la densité sèche est de 1.54 à 1.58 t/m³, alors que les valeurs des densités humides apparentes changent de 1.94 à 1.96 t/m³.

Analyse granulométrique (NF P 94-056 & NF P 94-057)

L'analyse granulométrique est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions, effectuée par tamisage pour les particules de diamètre supérieur à 0.08 mm.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme d'une courbe granulométrique ayant en ordonnées les tamis cumulés et en abscisses les diamètres équivalents.

Pour les particules fines, les essais granulométriques sont complétés par la sédimentométrie.

Les graphes obtenus de ces analyses montrent ce qui suit :

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

- Pour les argiles limono-graveleuse, les courbes granulométriques ; montre une granulométrie étalée et mal graduée, avec une texture grenue, où les pourcentages des passants à 80 μ sont variés entre 37% à 39%. [2]
- Les alluvions contiennent des squelettes (cailloux, graviers) et des sables à matrice limoneuse, avec des courbes granulométriques étalée et mal graduée, où les pourcentages des passants à 80 μ sont variés entre 16% à 18%.
- Concernant les argiles sableuses, les courbes granulométriques ; montre une granulométrie mal graduée, avec une texture fine, où les pourcentages des passants à 80 μ sont variés entre 57% à 62%.

Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

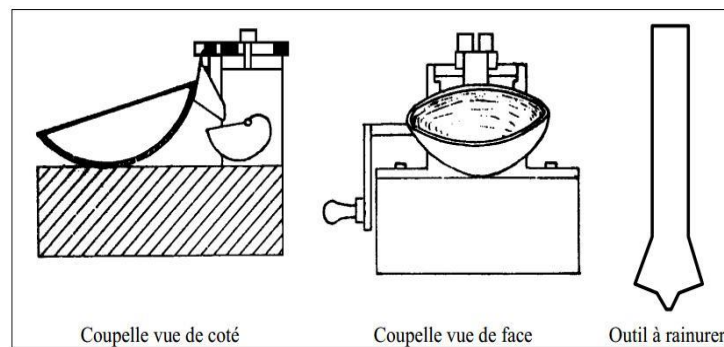


Figure II.8 : L'appareil de Casagrande.

Les essais de plasticité effectués à l'aide de la coupelle de Casagrande ont donné des valeurs de limite de liquidité changeant de 39.44 à 46.90%, ainsi d'indices de plasticité varie de 22.72 à 28.06 %, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage N°	Prof (m)	W _i (%)	W _p (%)	I _p (%)	W (%)	I _c
Sc 01	2.00-3.00	46.25	23.05	23.2	13.46	1.41
	4.50-5.50	44.45	22.73	21.72	17.50	1.24
	25.0-26.0	40.57	25.95	14.62	21.83	1.28
	28.5-29.5	57.17	27.18	29.99	24.07	1.10
Sc 02	1.50-2.50	46.90	22.72	24.18	15.29	1.30
	26.0-27.0	40.77	26.10	14.67	21.83	1.29
	29.0-30.0	54.39	28.06	26.33	25.63	1.09
	2.50-3.50	46.03	23.04	22.99	15.41	1.33
	23.0-24.0	39.44	26.43	13.01	22.39	1.31

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

	27.5-28.5	55.98	27.62	28.36	25.83	1.06
--	-----------	-------	-------	-------	-------	------

Tableau II.4 : Donnés des essais de limites d'Aterberg

Ces valeurs ; placées sur l'abaque de plasticité révèle qu'en est en présence d'un sol **argiles peu plastiques** pour les alluvions et formation du surface **et argiles très plastiques** pour les argiles légèrement sableuses.

Pour qualifier l'état de consistance du sol en son état naturel on se base sur un paramètre baptisé indice de consistance I_c . Tel que :

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \text{ Avec : } W_L : \text{ limite de liquidité}$$

W : teneur en eau naturelle

I_p : Indice de plasticité

Notre sol a donné un indice de consistance I_c supérieurs à 1.0 il s'agit donc d'un sol à l'état consistant.

Analyses chimiques:

Les analyses chimiques qui ont été effectués ont révélé une absence des sulfates, soit une **agressivité nulle** ce qui rend l'utilisation d'un ciment **ordinaire (CPA)** pour la confection de béton de fondation.

Concernant les carbonates, un taux variant entre 1.97 et 4.43 % a été révélé sur les échantillons testés ce qui indique un sol faiblement carbonaté.

N° Sondage	Profondeur	% de. Carbonates CaCO ₃	% Des insolubles	Sulfates SO ₄ —103 mg/kg
Sc 01	4.50-5.50	3.78	96.22	Nulle
	25.0-26.0	2.34	97.66	Nulle
Sc 02	1.50-2.50	4.43	95.57	Nulle
	29.0-30.0	1.97	98.03	Nulle
Sc 03	23.0-24.0	2.95	97.05	Nulle
	27.5-28.5	2.23	97.77	Nulle

Tableau II.5 : Donnés des analyses chimiques

SPECIFICATIONS TECHNIQUES

❖ **SO₄⁻..... < 2000 mg/kgagressivité nulle.**

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

- ❖ SO_4^{--}2000 à 6000 mg/kgagressivité faible.
- ❖ SO_4^{--}6000 à 12000 mg/kg Agressivité modérée.
- ❖ SO_4^{--}> 12000 mg/kgagressivité forte.

✚ Caractéristiques mécaniques du sol

Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (CU) (NF P 94-071- 1)

Cet essai est appliqué aux formations meubles (Schistes argileux à argilo-limoneux) afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques soit :

- * Angle de frottement interne (Φ_u)
- * Cohésion non drainée (C_u)

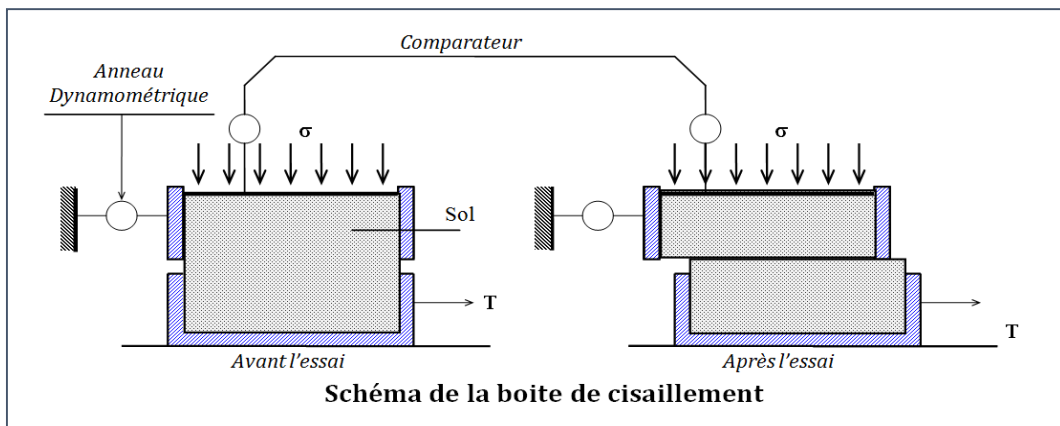


Figure II.9 : Schéma de la boîte de cisaillement.

Cet essai s'exécute avec une boîte de Casagrande, où des échantillons de 60 mm de diamètre, seront cisailés à une vitesse de cisaillement de 1 mm/min, pour nos échantillons les valeurs des deux paramètres variant comme suit :

N° sondage	Profondeur (m)	C_u (bars)	Q_u (°)
Sc 01	2.00-3.00	0.20	12.27
	4.50-5.50	0.22	11.72
	25.0-26.0	0.13	12.90
	28.5-29.5	0.20	12.22
Sc 02	1.50-2.50	0.21	12.82
	26.0-27.0	0.14	12.27
	29.0-30.0	0.25	12.82
Sc 03	2.50-3.50	0.25	11.61

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

	23.0-24.0	0.13	12.79
	27.5-28.5	0.22	11.94

Tableau II.6 : Valeurs de la cohésion et d'angle de frottement

La totalité des essais a déterminé la valeur des deux paramètres de la cohésion et de l'angle de frottement interne, ces dernières donnent des valeurs proches pour la même formation, elles sont bien significatives de la nature du sol analysé et doivent conduire à de bonnes capacités portantes de notre sol pour recevoir l'ouvrage projeté. [2]

Essai de compressibilité à l'œdomètre (XP P 94-090-1) :

Cet essai consiste à étudier la susceptibilité d'un sol au tassement au moyen d'un bâti œdométrique où une pastille de sol est soumise à des charges verticales progressives, cet appareil va permettre de déterminer les trois paramètres suivant :

- *La pression de consolidation → **Pc (bars)**
- *Le coefficient de compressibilité → **Cc (%)**
- *Le coefficient de gonflement → **Cg (%)**

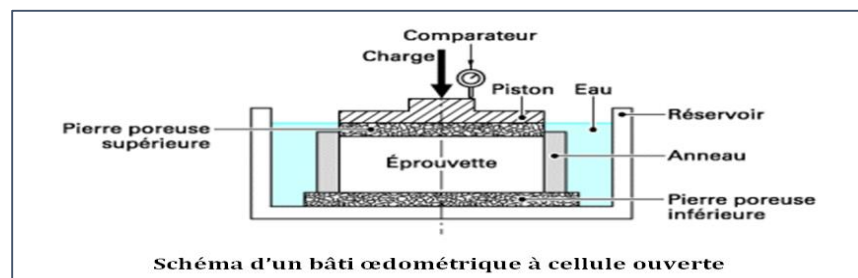


Figure II.10 : Schéma d'un bâti œdométrique à cellule ouverte.

Les valeurs obtenues de ces trois paramètres varient d'un échantillon à l'autre comme suit :

Sondage N°	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	e ₀
Sc 01	2.00-3.00	1.56	14.45	2.87	1.00	0.675
	4.50-5.50	1.54	14.45	2.83	0.50	0.674
	25.0-26.0	1.72	15.48	2.73	0.64	0.688
	28.5-29.5	1.55	16.51	2.70	0.57	0.771
Sc 02	1.50-2.50	1.58	20.60	2.96	0.93	0.667
	26.0-27.0	1.59	19.93	2.86	0.93	0.725
	29.0-30.0	1.56	13.41	2.27	0.86	0.626
Sc 03	2.50-3.50	1.58	20.60	2.96	0.93	0.667

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

	23.0-24.0	1.69	15.48	2.77	0.79	0.713
	27.5-28.5	1.59	14.45	2.30	0.64	0.752

Tableau II.7 : Données des essais œdométrique.

D'après les valeurs résultantes des différents paramètres et après la détermination de la contrainte effective pour chaque échantillon ayant fait l'objet de l'essai œdométrique, les formations constitutives du sol peuvent être classées dans la famille des sols sur-consolidés, moyennement compressibles et peu gonflants pour les argiles limoneuse ou sableuses, et sous-consolidés, moyennement compressibles et peu gonflants pour les alluvions. [2]

III.2.3. Données hydrauliques

Le territoire de la Wilaya de Guelma comporte globalement 04 zones (ou sous bassins versants) hydrogéologiques distincts :

Zones des plaines de Guelma et Bouchegouf (Moyenne et basse Seybouse) :

Les nappes captives du champ de Guelma s'étendent sur près de 40 Km le long de la vallée de la Seybouse et sont alimentées par les infiltrations et les ruissellements qui déversent dans l'Oued Seybouse.

Elles enregistrent un débit exploitable de **385 l/s**. Elles constituent les plus importantes nappes de la Wilaya.

Au niveau de la nappe de Bouchegouf, les alluvions paraissent moins perméables que ceux de la plaine de Guelma. Elle peut contenir une nappe alluviale moins importante.

Zone des Djebels au Nord et Nord-ouest :

Elle s'étend sur toute la partie Nord de la région du territoire de la Wilaya. Elle regroupe toute la partie de l'Oued Zénati et la partie Nord de la région de Guelma. En dehors de la plaine, une grande partie de cette zone est constituée d'argiles rouges Numidiennes sur lesquelles reposent des grés peu perméables. Les sources y sont nombreuses mais tarissent en été. Cette zone connaît une faible perméabilité en dépit d'une pluviométrie relativement importante. Cependant, sur les calcaires crétacés inférieurs des Djebels Debagh et Taya, l'infiltration est probablement importante. Dans l'ensemble et malgré une importante pluviométrie, notamment dans sa partie Nord, la zone a des potentialités en eaux souterraines assez faibles.

La zone des plaines et collines de Tamlouka :

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

Il est à remarquer, pour cette région que les structures synclinales du crétacé supérieur peuvent contenir des nappes actives alimentées par des infiltrations sur les calcaires qui n'ont pas une bonne perméabilité quand ils sont profonds. Des nappes phréatiques s'établissent dans les formations quaternaires reposant sur des argiles miocènes. Elles sont drainées par les différents affluents de l'Oued Charef, mais une partie de leurs eaux s'évapore dans les zones marécageuses. [2]

La zone des Djebels surplombant les Oueds Sedrata et Héliá :

Cette zone s'étend sur les parties Nord de la région de Tamlouka et Sud de la région de Guelma et Bouchegouf. Sa partie Sud est certainement la mieux fournie en eau. Elle se caractérise par la présence de hautes dalles calcaires du crétacé supérieur qui sont perchées sur des marnes. Des sources assez importantes jalonnent à leur contact. Sur l'autre partie de la zone (la plus étendue), les dalles calcaires sont plus redressées et fractionnées, et des sources parfois relativement importantes, jaillissent des calcaires en contact des marnes. [2]

En général, les eaux superficielles constituent les principales ressources (Oued Sedrata et Oued Héliá).

Principaux Oueds :

- **Oued Seybouse** : Il prend sa source à Medjez Amar (point de rencontre entre Oued Charef et Oued Bouhamdane). Il traverse la plaine Guelma - Bouchegouf sur plus de 45Km du Sud au Nord. Son apport total est estimé à 408 millions m³/an à la station de Bouderoua (commune d'Ain Ben Beida).
- **Oued Bouhamdane** : qui prend sa source dans la Commune de Bouhamdane à l'Ouest de la Wilaya. Son apport est de 96 millions m³/an à la station de Medjez Amar II.
- **Oued Mellah** : provenant du Sud-Est, ce court d'eau enregistre un apport total de 151 millions m³/an à la station de Bouchegouf.
- **Oued Charef** : Prend sa source au Sud de la Wilaya et son apport est estimé à 107 millions m³/an à la station de Medjez Amar I.

Barrages existants :

Le barrage de Hammam Debagh sur Oued Bouhamdane d'une capacité de 220 HM³ est destiné à :

- L'irrigation des plaines de : Guelma, Bouchegouf sur 9.600 HM³

CHAPITRE II : Présentation générale du projet

- L'AEP de Guelma, Hammam Debagh, Roknia

Le barrage de Medjez Beggar (Ain-Makhlouf) d'une capacité de 2,786 HM³ est destiné à L'irrigation de 317 ha.

III.2.4. Sismicité du site

Le site occupe un terrain presque plat, Les formations constitutives sont des formations meubles représentées par des argiles limoneuses renfermant des graviers, des alluvions caillouteuses à matrice limoneuse et des argiles légèrement sableuses, donc compte tenu de la nature des terrains rencontrés, et selon le document de **RPA** qui définit aussi une nomenclature de cinq classes de sol.

Le site étudié est à considérer dans la classe **S2** et **S2**.

Les Règles Parasismiques Algériennes RPA classent Guelma en zone **IIa** (sismicité moyenne), où la nécessité d'en tenir sérieusement compte, en incluant dans le calcul des structures du futur ouvrage.

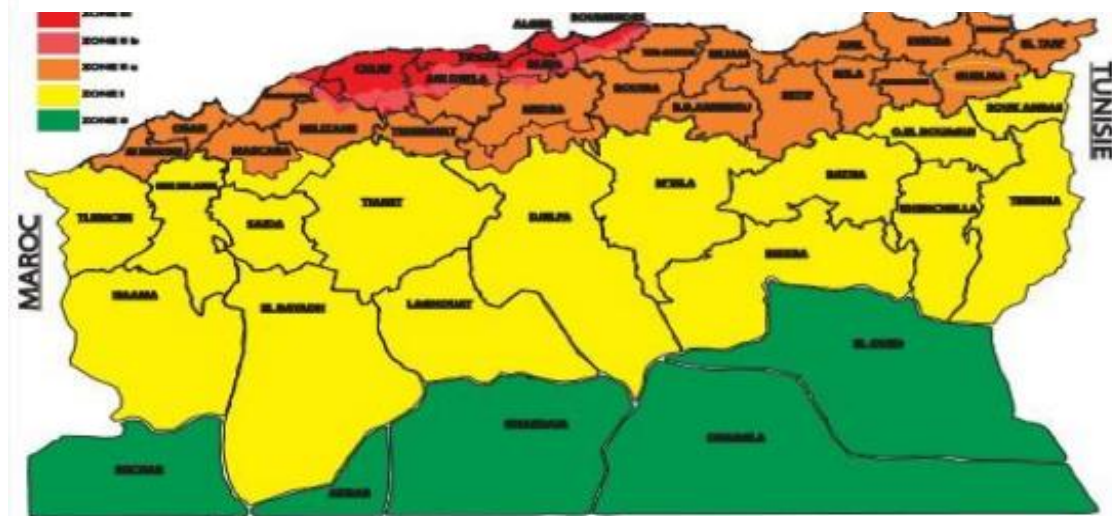
L'ouvrage du groupe 1A selon la classification du RPA correspondant aux ouvrages de grande importance. Cette hypothèse est à confirmer par la maîtrise d'œuvre.

Le coefficient d'accélération de zone A s'élève donc à 0.25 m/s² :

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau II.8 : Coefficient d'accélération.

III Figure II.11: Classification sismique des wilayas d'Algérie.



III.2.5. Situation climatologie

Le territoire de la Wilaya se caractérise par un climat sub-humide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été. La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° C en été est en moyenne de 17,3° C.

Quant à la pluviométrie, on enregistre :

- 654 mm / an à la station de Guelma
- 627 mm / an à la station de Ain-Larbi
- 526 mm / an à la station de Medjez-Ammar

Cette pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au Sud jusqu' à près de 1000 mm/an au Nord. Près de 57 % de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre – Mai).

Pour ce qui est de l'enneigement, on enregistre 12,7 j/an à la station d'Ain-Larbi, et s'il neige sur les principaux sommets, les risques sur les plaines sont minimes.

Quant au nombre de jours de gelées blanches, il est de l'ordre de :

- 11 j/an à la station de Guelma,
- 33,5 j/an à la station d'Ain-Larbi ;

Par ailleurs, on ne relève que 2,2 j/an de grêle à la station de Guelma et 3,6 j/an à la station d'Ain-Larbi,

Mais on enregistre 36,2 j/an de Sirocco, ce qui affecte parfois les productions agricoles, Ce climat dont jouit la Wilaya de Guelma est assez favorable à l'activité agricole et d'élevage.

CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

Chapitre III :

Conception

générale

I. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique qui satisfait toutes les contraintes naturelles et mécaniques entamé dans le chapitre précédent. Le choix de type de l'ouvrage repose sur plusieurs critères, tels que :

- La longueur et l'importance de l'ouvrage.
- La nature et l'agressivité du sol.
- Position des appuis et le nombre des appuis.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

Afin d'atteindre notre but, nous avons proposé une conception pour trois variantes c'est-à-dire :

- Le pont à poutre préfabriquées en béton précontraint par post-tension.
- Le pont bipoutre mixte (acier – béton).
- Le pont construit en encorbellement successive.

Ensuite, un prédimensionnement de chacune de ces variantes a été réalisé. Enfin et à l'issue d'une analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse qui fera l'objet d'un dimensionnement plus détaillé.

II.1. Variante 1 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive

II.1.1. Technique du procédé

Cette technique consiste à construire un tablier de pont par tronçon à partir des piles, chaque tronçon est composé de plusieurs voussoirs, l'ensemble des voussoirs compose un fléau.

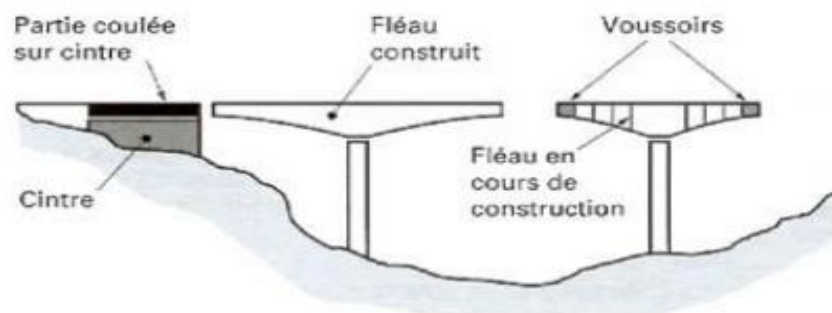


Figure III.1 : Principe de la méthode de construction en encorbellement.

II.1.2. Domaine d'emploi

II.1.2.1. Généralités

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 70 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode. [3]

II.1.2.2. Les avantages et les inconvénients de la variante

La construction par encorbellement successifs présente de nombreux avantages :

- la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la
- vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour (le délai d'exécution).

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients :

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages.
- La réalisation et l'entretien demandent des mains d'ouvres très qualifiés.
- Ce pont demande des opérations d'entretiens très difficiles et coûteuses.
- L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.

II.1.3. Pré-dimensionnement de la variante

II.1.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux travées principales dont les travées ont une longueur de 54 m.

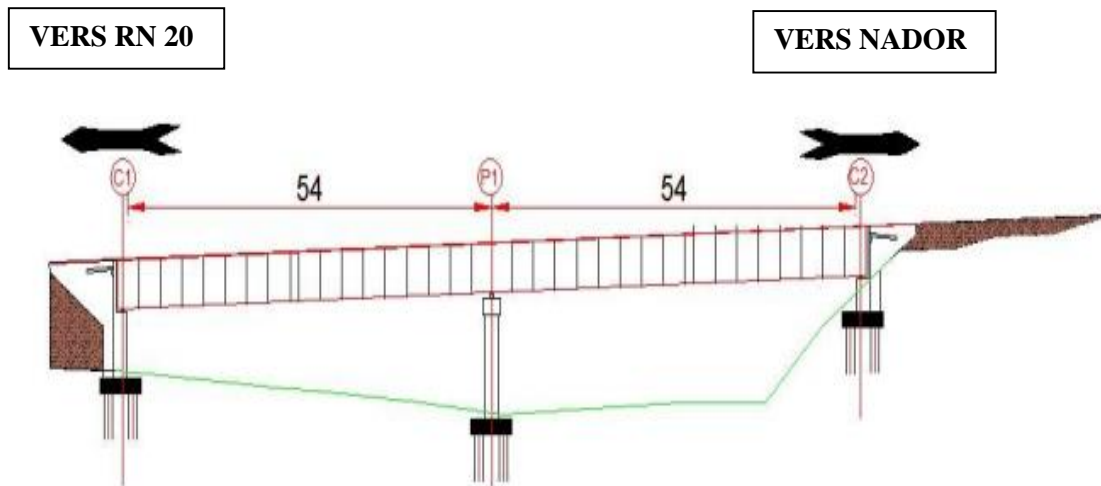


Figure III.2 : Coupe longitudinale de la première variante.

II.1.3.2. Conception transversale

On a un tablier de largeur de 10 m qui est inférieure à 20 m, donc le meilleur type est le voussoir constitué par un caisson à deux âmes.

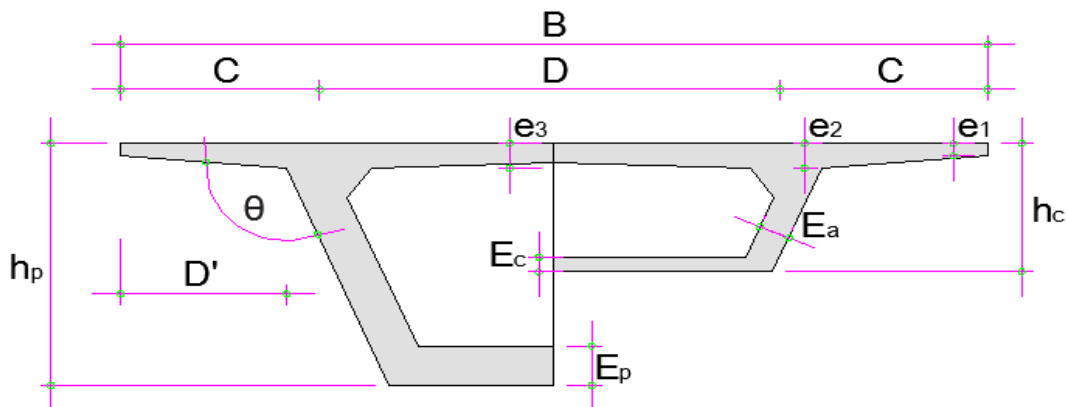


Figure III.3 : Notation des dimensions d'un voussoir.

B :

largeur totale du tablier.

H_p : hauteur du voussoir sur pile.

H_c : hauteur du voussoir de clef.

E_a : épaisseur de l'âme sur pile.

E_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile.

E_c : épaisseur du hourdi inférieur en clef.

e_1, e_2, e_3 : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma).

CHAPITRE III : Conception générale

Θ : inclinaison de l'âme.

❖ Largeur du tablier B :

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée. Pour notre cas :

$$B = 10 \text{ m}$$

❖ hauteur du voussoir sur pile h_p :

$$\text{Sur Pile : } \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$$

$$\underline{h_p} = 3.55 \text{ m.}$$

❖ hauteur du voussoir à la clef h_c :

$$\text{A la Clef : } \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$$

$$\underline{h_c} = 2 \text{ m.}$$

❖ Largeur D et C :

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, Dans notre caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ($C = B / 4$) et ($D = B - 2C$)

$$B = 10 \text{ m} \quad ; \quad C = 2.5 \text{ m} \quad ; \quad D = 5 \text{ m}$$

❖ Epaisseur des âmes E_a :

L'épaisseur des âmes est ajustée en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant. On peut la fixer, au stade du pré-dimensionnement, en partant de la formule statistique suivante :

$$E_a = 26 + \frac{L(m)}{5}$$

$$E_a = 0.40 \text{ m}$$

❖ L'épaisseur de l'hourdis inférieur :

$$0.35\text{m} \leq E_p \leq 0.8\text{m} \quad ; \quad \text{On prend : } E_p = 0.50 \text{ m}$$

$$E_c \geq 0.18\text{m} \quad ; \quad \text{On prend : } E_c = 0.20 \text{ m}$$

❖ L'épaisseur de l'hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées. En appelant toujours "D" sa portée entre axes des âmes, les différentes épaisseurs données par les formules statistiques suivantes :

$$e_1 \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm ;}$$

$$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7 \text{ cm ; } D' = C - E_a/2 ;$$

$$e_3 \geq D/25 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour :

$$e_1 = 20 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = 40 \text{ cm} \quad ; \quad e_3 = 20 \text{ cm}$$

❖ Goussets :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle α compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

II.2. Variante 2 : Pont à poutres précontraintes par post-tension

II.2.1. Technique du procédé

Les ponts à poutre en béton précontrainte sont constitués de poutres précontraintes par post-tension solidarisées par un hourdis en béton coulé en place (sur des coffrages perdus non participants). Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis

CHAPITRE III : Conception générale

Le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication.
- Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages.
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage.
- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés.
- Réalisation en place d'entretoises reliant les poutres au niveau des appuis.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis. [4]

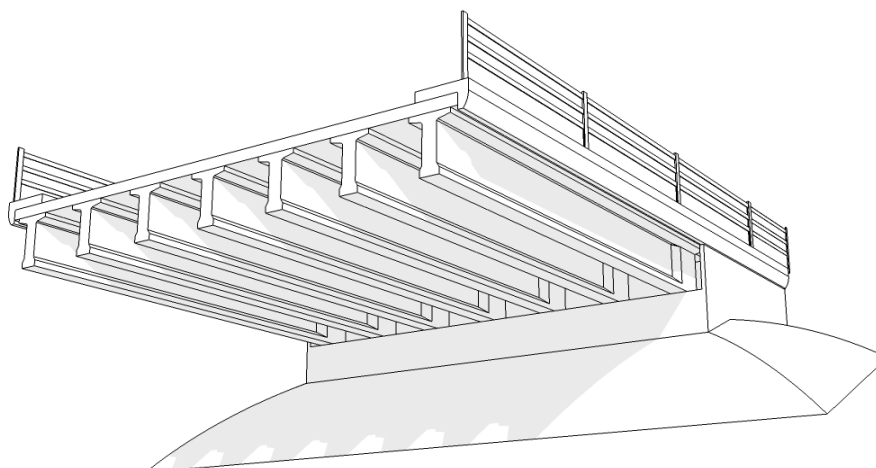


Figure III.4 : Morphologie générale d'un tablier.

II.2.2. Domaine d'emploi

II.2.2.1. Généralités

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50 m en précontrainte par post tension. Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension », qui consisté la mise en tension enfilés dans des gaines, après que le béton déjà coulé est atteint une résistance suffisante à l'effort de la mise en tension. [4]

II.2.2.2. Les avantages et les inconvénients de la variante

- **Les avantages**

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages.
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.
- Il est facile de rebuter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.
- La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation.
- Ce type de pont est souvent très économique.
- On peut aller jusqu'à 50m de portée en précontrainte par post-tension.
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique

- **Les inconvénients**

- Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation + pile) importante.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage
- Les tabliers sont sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit.
- La nécessité de main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

II.2.3. Pré-dimensionnement de la variante

II.2.3.1. Conception longitudinale

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 3 travées de longueur totale de 104m

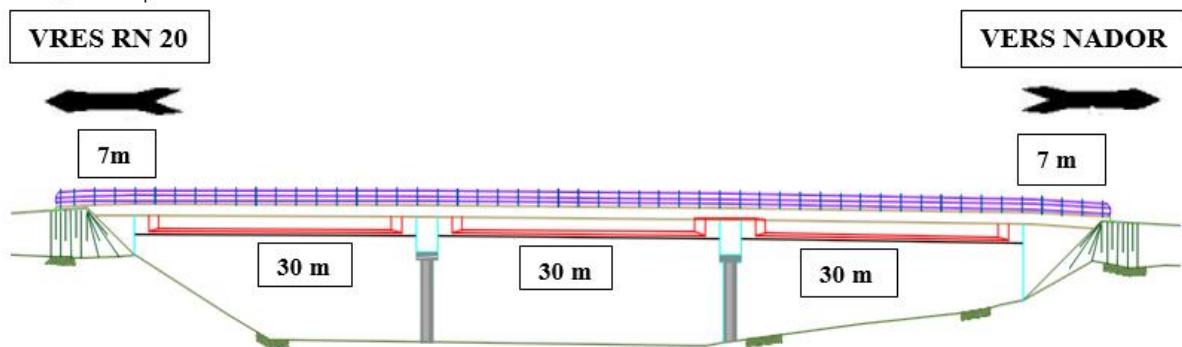


Figure III.5 : Coupe longitudinale de la deuxième variante.

II.2.3.2 Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]. On a un tablier de largeur de 10 m et une longueur de 104 mètres

❖ Nombre des poutres : (VIPP Art.2.2.2)

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rives.

- Le nombre de poutres est déterminé par : $N = (L_a / \lambda) + 1$
- L_a : est la distance entre appuis de rive $\rightarrow L_a = 8.4 \text{ m}$
- L'espacement $\lambda = 1.67 \text{ m}$

Donc le nombre de poutres $N = 6$

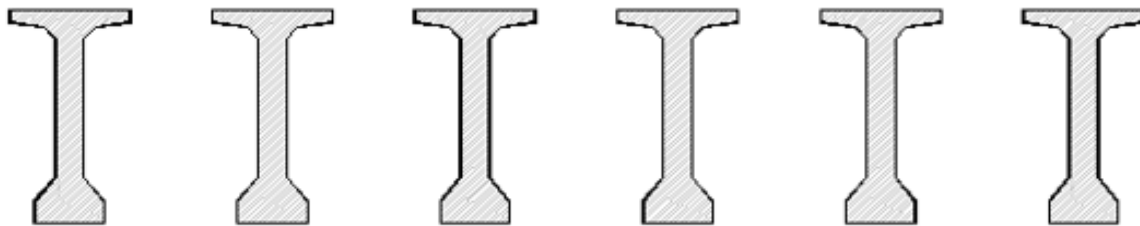


Figure III.6 : nombre des poutres.

❖ Élancement : (VIPP Art.3.2.1)

Pour un béton à hautes performances ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$), l'élancement de la poutre est donné par la formules suivante :

$$\frac{L}{22} \leq H \leq \frac{l}{16} \text{ Avec } L_{\text{poutre}} = 30\text{m}$$

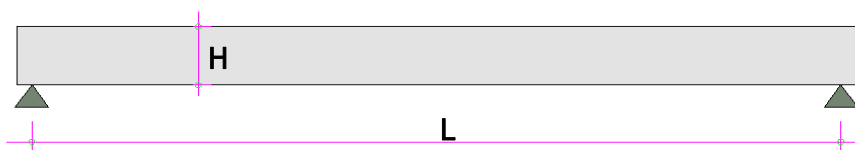


Figure III.7 : Elancement de la poutre.

On fixe

$$H_p = 1.5 \text{ m}$$

❖ Epaisseur des âmes : (VIPP Art.3.2.2)

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL.

La formule vérifiant l'épaisseur de l'âme de la poutre est la suivante :

$$E_p \geq (H_p/40) + 9 \text{ cm} \quad \text{avec: } H_p = 1,5 \text{ m} \Rightarrow E_p \geq 12.75$$

CHAPITRE III : Conception générale

Section	E_P (cm)
About	60
Intermédiaire	18
Médiane	18

La condition est

vérifiée pour les 3 sections.

Art.3.2.3)

❖ Tables de compression : (VIPP

- Largeur de la table de compression :

La largeur doit être supérieure à $0,6 H_p$.

$$L_{\text{Table}} > 0,90\text{m}$$

on fixe $b = 1,40\text{ m}$... (vérifie)

Épaisseur de la table de compression :

$$E \geq 0,10\text{ m}$$

on fixe $e = 12\text{ cm}$... (vérifie)

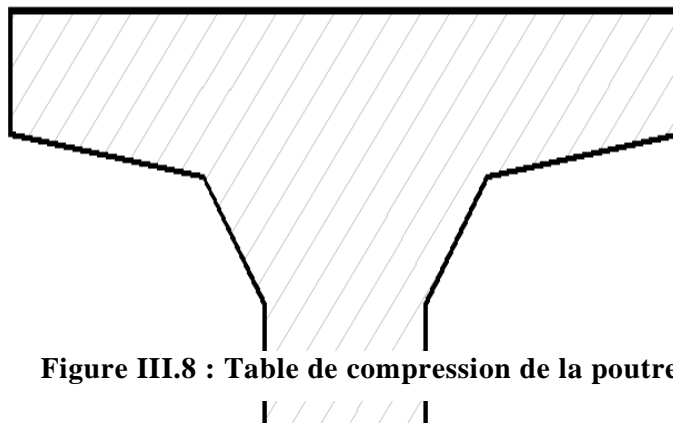


Figure III.8 : Table de compression de la poutre.

❖ Talons : (VIPP Art.3.2.4)

CHAPITRE III : Conception générale

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

- Largeur du talon : $40\text{cm} \leq L_t \leq 60\text{ cm}$

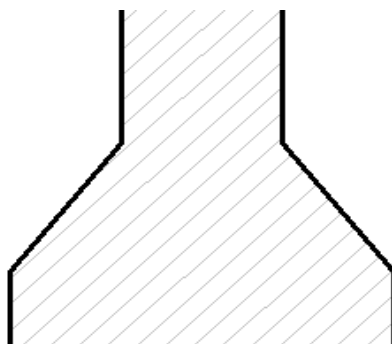


Figure III.9 : Talon de la poutre.

On fixe : $L_t = 60\text{ cm}$

- Largeur du talon : Épaisseur du talon: L'épaisseur doit vérifier l'inégalité suivante :

$$E_t \geq 14\text{ cm} ;$$

On fixe : $E_t = 20$

- ❖ Les entretoises : (VIPP art.3.3)

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton, puisque, comme pour les âmes, on doit ménager des cheminées de bétonnage entre le ferrailage passif. Dans la pratique, cela amène à une épaisseur de l'ordre de 25 à 30 cm, ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance.

On opte pour : $E_{\text{entretoise}} = 0.4\text{ m}$.

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité. Du point de vue esthétique, il est préférable de diminuer légèrement leur hauteur, ce qui les rend moins visibles entre les poutres. Cette réduction de hauteur facilite l'accès aux appareils d'appuis en ménageant un espace suffisant entre le chevêtre d'appui et les entretoises.

On opte pour : $H_{\text{entretoise}} = 1,00 \text{ m}$.

- ❖ Largeur de la delette : 27 cm
- ❖ Dimensionnement de la dalle : (VIPP Art.3.2.4)
- Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la longueur des poutres : $L_d = 30.0 \text{ m}$

- Largeur de la dalle : $L_d = 9.76 \text{ m}$
- Epaisseur de la dalle : $e_d = 0.20 \text{ m}$.

II.3 Variante 3 : Le pont bipoutre mixte (acier – béton)

II.3.1 Technique du procédé

Ce type de pont utilise les caractéristiques mécaniques de l'acier pour réaliser des ouvrages d'art légers de grandes portées.

II.3.2 Domaine d'emploi

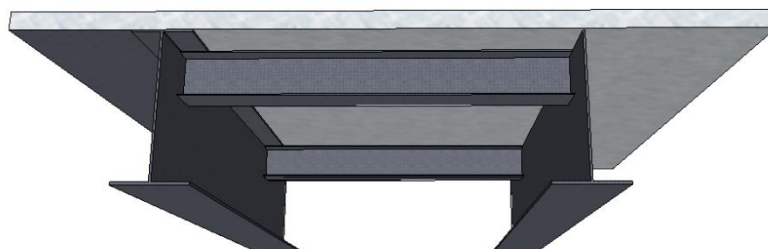
II.3.2.1 Généralités

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes. Au-delà de ces portées, il est plus économique. [5]

II.3.2.2. Les avantages et les inconvénients de la variante

- Les Avantages

- La



possibilité de franchir des grandes portées de 30 à 100m.

CHAPITRE III : Conception générale

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
- La rapidité d'exécution globale.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier

- **Les Inconvénients**

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Une surveillance avec visite périodique.
- Le coût est très élevé.
- La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs).

II.3.3 Pré-dimensionnement de la poutre

II.3.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte de composé de deux travées identiques de 57 mètres de longueur et 2 culées, ce qui implique une longueur totale de pont de 114 m

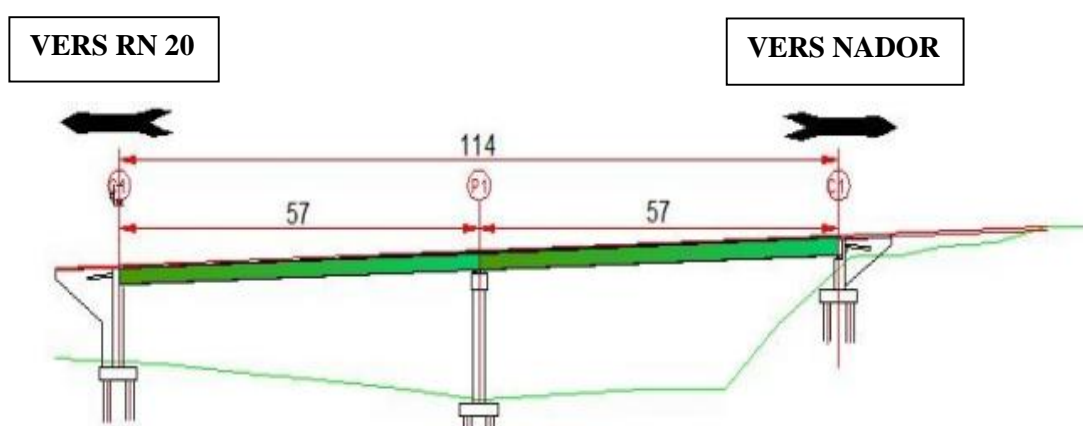


Figure III.11 : Coupe longitudinale de la troisième variante.

II.3.3.2 Conception transversale

On a un tablier de largeur de 10.00m et une longueur de 114 mètres, Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA pont mixte acier-béton 2009.

❖ Élancement :

$$1.5 \leq d \leq 0.55l_{\text{tablier}}$$

On fixe : $d = 3 \text{ m}$

❖ Pré-dimensionnement des semelles :

Largeur de la semelle supérieure en travée b_s $0.2\text{m} \leq b_s \leq 0.5\text{m}$

On fixe : $b_s = 0.5 \text{ m}$

Épaisseur de la semelle supérieure en travée t_s $12\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$

On fixe : $t_s = 30\text{mm}$

Largeur de la semelle inférieure en travée b_i $0.3\text{m} \leq b_i \leq 0.6\text{m}$

On fixe : $b_i = 0.5\text{m}$

Épaisseur de la semelle inférieure en travée t_i $20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$

On fixe : $t_i = 30\text{mm}$

Largeur de la semelle supérieure sur l'appui $b's$ $0.4\text{m} \leq b's \leq 1 \text{ m}$

On fixe : $b's = 0.7\text{m}$

Épaisseur de la semelle supérieure sur l'appui $t's$ $20\text{mm} \leq t's \leq 40\text{mm}$

On fixe : $t's = 30\text{mm}$

Largeur de la semelle inférieure sur l'appui $b'i$ $0.6\text{m} \leq b'i \leq 1\text{m}$

CHAPITRE III : Conception générale

On fixe : $b'i = 0.9m$

Épaisseur de la semelle inférieure sur l'appui $t'i \quad 30mm \leq t'i \leq 60mm$

On fixe : $t'i = 40 \text{ mm}$

❖ Pré-dimensionnement de l'âme :

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

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

Épaisseur de l'âme des poutres $t_w \quad 12mm \leq t_w \leq 40mm$

On fixe $t_w = 20 \text{ mm}$

❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est constante et comprise entre 20 cm et 27 cm.

On fixe : $e_{dalle} = 25 \text{ cm}$

III. ANALYSE MULTICRITERE

Du fait que notre pont est situé dans un oued, la solution d'un pont à poutres en béton précontraint est préférable aux deux autres variantes, car dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, il y a un risque de glissement et de tassement lors de la construction des matériaux mise en place, et dans le cas d'un pont mixte, l'environnement humide et salin provoque une corrosion qui nécessite un entretien tout au long de sa durée de vie.

	Notation		
Critères	Pont à poutres	Pont mixte	Pont en encorbellement
Difficultés techniques de réalisation	15/20	14/20	12/20

CHAPITRE III : Conception générale

Coûts de réalisation	15/20	13/20	12/20
Qualité architecturale	11/20	12/20	14/20
Longévité	16/20	14/20	16/20
Maintenance	7/10	6/10	7/10
Impact sur l'environnement	7/10	5/10	8/10
Total	71/100	64/100	69/100

Tableau III.1 : Analyse multicritère.

Le résultat fourni par l'analyse multicritères permet de constater que la variante pont à poutres précontraintes par post-tension est légèrement plus avantageuse que la variante pont en encorbellement et pont mixte (71 contre 64 et 69). **Nous avons choisi la variante 2** du fait que l'un des pieux intermédiaires des deux variantes 1 et 3 est situé au milieu de l'oued Seybouse, ce qui va modifier le régime d'écoulement de l'oued, notamment en cas de forte crue (risque d'affouillement sous l'effet de la sédimentation ou de l'érosion, qui peut compromettre la stabilité du pont par le relâchement de ses fondations).

Le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs présente un coût assez élevé et le pont mixte a un coût très élevé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

IV. CONCLUSION

L'analyse des trois variantes selon les données naturelles, le coût et la main d'œuvre confirme que le pont à poutres en béton précontraint est le meilleur à réaliser, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans la suite de ce mémoire.

Chapitre IV :

Hypothèses de
calcul

I. LES NORMES

Le calcul et le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

II. MODELES DE CALCUL

Le calcul sera développé en utilisant de logiciel à éléments finis : ROBOT.

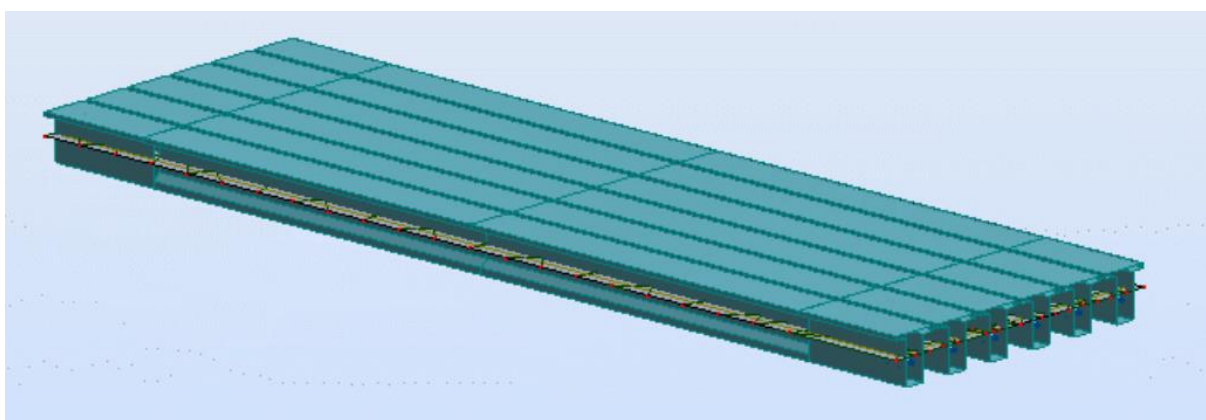


Figure IV.1 : Modèle de calcul.

III. ACTIONS ET JUSTIFICATION DE CALCUL

On se rapporte aux Normes :

- RCPR, RPOA : Pour les actions.
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et B.P.E.L. 91 : pour le dimensionnement et la justification des contraintes et les déformations.

IV. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1. Le béton

- **Résistance à la compression : (B.A.E.L Art. A.2.1.1) [6]**

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} dans notre cas nous optons :

Pour la dalle : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours d'âge Est donné par :

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j}$$

- **Résistance à la traction : (B.A.E.L Art. A.2.1.12) [6]**

À l'âge de 28 jours la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

IV.2. Les armatures

IV.2.1. Armatures passives

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques : La limite d'élasticité :

-Nuance FeE 500.

-Limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$

-Module d'élasticité $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

IV.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15 TBR** (très basse relaxation), classe **1770**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,600 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1\text{toron}} = 139\ \text{mm}^2$
- Section d'une câbles : $A_p = 1\ 680\ \text{mm}^2$
- Diamètre du gain : $\Phi = 80\ \text{mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de Recul d'encrage $g = 6\ \text{mm}$
- Coefficient de frottement angulaire : $0,18\ \text{rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,002\ \text{m}^{-1}$

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

V. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES

V.1. Béton

V.1.1. Contrainte admissible à la compression a l'ELU

La loi pour calculer les contraintes admissibles à la compression à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b \quad (\text{MPa}).$$

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

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

On opte

Pour $f_{c28} = 30\ \text{MPa}$

$$f_{bu} = \begin{cases} 17\ \text{MPa} & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 22.17\ \text{MPa} & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 27\ \text{MPa}$

$$f_{bu} = \begin{cases} 15,30 \text{ MPa} & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 19,96 \text{ MPa} & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

V.1.2. Contrainte admissible à la compression à l'ELS

La loi des contraintes admissibles à la compression du béton pour l'état limite de service est définie par :

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

On opte

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

V.1.3. Contrainte admissible de traction

$$f_{ts} = 1.0 \times f_{t28} \quad , \text{ Section d'enrobage}$$

$$f_{ts} = 1.5 \times f_{t28} \quad , \text{ Hors section d'enrobage}$$

On opte

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$f_{ts} = \begin{cases} 2,4 \text{ MPa} & , \text{ Section d'enrobage} \\ 3,6 \text{ MPa} & , \text{ Hors section d'enrobage} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$f_{ts} = \begin{cases} 2,22 \text{ MPa} & , \text{ Section d'enrobage} \\ 3,33 \text{ MPa} & , \text{ Hors section d'enrobage} \end{cases}$$

V.1.4. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton " E_{ij} " défini par les règles B.P.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton pour $< 24\text{h}$:

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 34179.56 \text{ MPa}$$

CHAPITRE IV : Hypothèses de calcul

- Module de déformation sous chargement de longue durée :

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 11496.76 \text{ MPa}$$

V.2. Les armatures

V.2.1. Contrainte limite de traction

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$

Avec :

$$\eta = 1,60 ; \quad \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{en situations durables ou transitoire} \\ 1 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

On opte

En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s = \begin{cases} 434,78 \text{ MPa} & \text{en situations durables ou transitoire} \\ 500 \text{ MPa} & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = 228,63 \text{ MPa}$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 187,06 \text{ MPa}$

V.2.2. Classe de justification de la précontrainte

Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des états limites de service, les constructions, éléments de construction ou section sont rattachés l'une des trois classes de vérification I, II ou III classées en ordre de sévérité décroissante. Pour notre ouvrage le calcul se fait en classe II.

Chapitre V :

Evaluation des

charges et surcharges

I. LES ACTIONS [8]

Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

- Les actions hors trafic.
- Les actions dues au trafic.
- Les actions accidentelles.

I.1. Les actions hors trafic

I.1.1. Les actions permanentes

Les actions permanentes comprennent :

- Le poids propre G des éléments de la structure (poutres, dalles).
- Le poids des équipements fixe de toute nature (corniches, revêtement, Les trottoirs...).
- Les actions thermiques.

I.1.2. Actions variable hors trafic

- Actions dues au vent.
- Actions dues à l'eau.

I.2. Les actions dues au trafic

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

I.3. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA2008 : Document technique réglementaire).

II. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

II.1. Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle accessoires.

II.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP)

- **Poids des poutres :**

La poutre étant à section variable comme on le démontre dans la figure ci-dessous

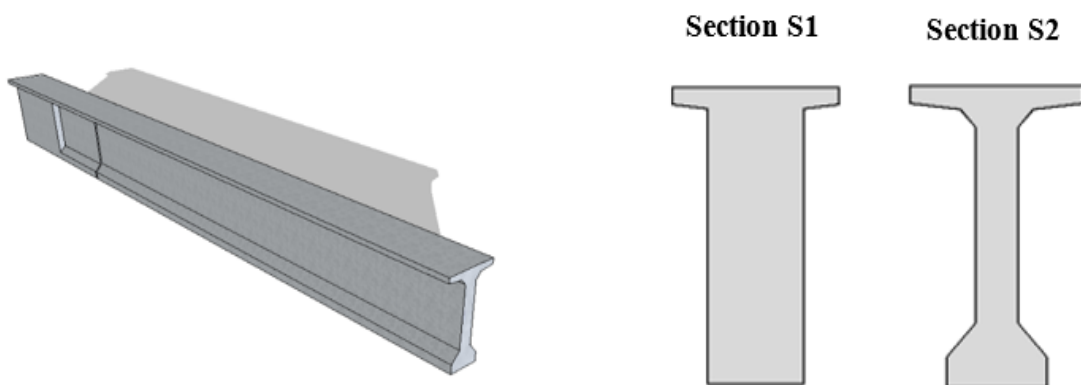


Figure V.1 : Les sections de la poutre.

D'après la figure :

On a

$$P = (S_1 \times L_1 + S_2 \times L_2) \times \gamma_{BP} \quad (t)$$

$$P_{\text{Poutre}} = 292.5 \text{ t} \rightarrow P_{\text{seul Poutre}} = 9.75 \text{ t/ml}$$

- **Poids de la dalle :**

Épaisseur de la dalle est de 20 cm

$$P_{\text{dalle}} = 0,20 \times 9.76 \times 2.5 \times 30 = 146.4 \text{ t}$$

$$P_{\text{dalle}} = 146.4 / 30 = 4.88 \text{ t/ml}$$

- **Poids des entretoises :**

Épaisseur l'entretoise est de 0.4 m

$$P_{\text{entretoise}} = 0.3 \times 1.497 \times 2.5 \times 10 = 11.18 \text{ t}$$

$$P_{\text{entretoise}} = 11.18 / 30 = 0.37 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{CP}} = 292.5 + 146.4 + 11.18 = 450,08 \text{ t}$$

II.1.2. Complément des charges permanentes CCP

- **Poids du revêtement :**

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur placée sur le tablier, de poids volumique de $2,2 \text{ t/m}^3$ sur la largeur de 7 m.

$$P_{\text{revêtement}} = 7 \times 2,2 \times 0,08 \times 30 = 36,96 \text{ t}$$

$$P_{\text{revêtement}} = 36.96 / 30 = 1.23 \text{ t/ml}$$

- **Poids des corniches :**

$$P_{\text{corniches}} = P_{\text{c-gauche}} + P_{\text{c-droite}} = (S_1 + S_2) \times \gamma_{\text{BP}}$$

$$P_{\text{corniches}} = 0.15 \times 2 \times 2,5 \times 30 = 22.5 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{corniches}} = 22.5 / 30 = 0.75 \text{ t/ml}$$

- **Trottoir**

$$P_{\text{trottoir}} = P_{\text{t-gauche}} + P_{\text{t-droite}} = (S_1 + S_2) \times \gamma_{\text{BP}}$$

$$P_{\text{trottoir}} = 0.29 \times 2 \times 2,5 \times 30 = 43.13 \text{ t}$$

$$P_{\text{trottoir}} = 43.13 / 30 = 1.43 \text{ t/ml}$$

- **Le garde-corps :**

$$P_{\text{gc}} = 0,3 \times 2 \times 30 = 18 \text{ t}$$

$$P_{\text{gc}} = 18 / 30 = 0,6 \text{ t/ml}$$

Le poids total de la CCP :

$$P_{\text{CCP}} = P_{\text{revêtement}} + P_{\text{corniches}} + P_{\text{trottoir}} + P_{\text{gc}} = 120,59 \text{ t}$$

$$P_{\text{Total}} = P_{\text{CP}} + P_{\text{CCP}} = 570.66 \text{ t}$$

II.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. On adopte une variation uniforme de température T de : $+ 35^{\circ}\text{C} / 4^{\circ}\text{C}$.

III. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC

III.1. Charge à considérer

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont indépendants. Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds M ou de convois exceptionnels D.

III.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont

III.2.1. Largeur roulable

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont :

$$L_r = 7 \text{ m}$$

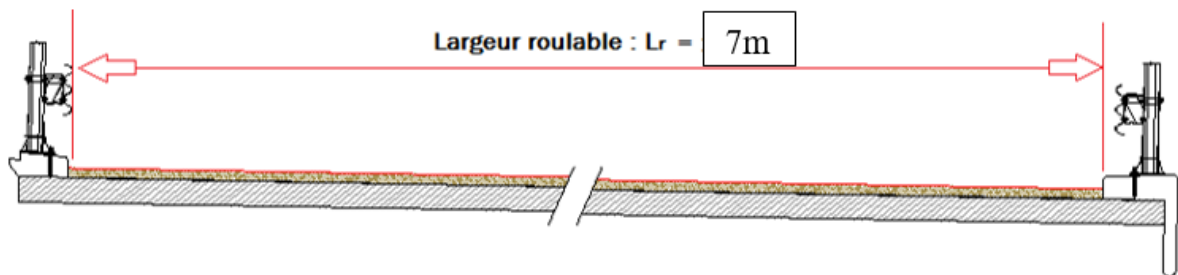


Figure V.2 : la largeur roulable.

III.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable de l'ouvrage est :

$$L_c = 7 \text{ m}$$

III.2.3. Nombre de voies

Par convention, Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Dans notre projet on a :

$$L_r = 7 \text{ m.}$$

$$L_c = 7 \text{ m.}$$

$$N = L_c / 3 \rightarrow N = 7 / 3 = 2,33 \rightarrow N = 2 \text{ voies}$$

III.2.4. Largeur d'une voie

$$V = L_c / 2 = 3,5 \text{ m.}$$

III.2.5. Classe de pont (RCPR Art.4.3)

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable L_r .

Classe de pont	Largeur (m)
1 ^{ère} Classe	$L_r \geq 7$
2 ^{ème} Classe	$5,50 < L_r < 7$
3 ^{ème} Classe	$L_r \leq 5,50$

Tableau V.1 : Classe des ponts.

$L_r \geq 7 \text{ m}$ donc notre ouvrage est de **1^{ère} classe**.

III.2.6. Système de charge A : (RCPR Art.4.4)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge $A(l)$, exprimé en kN/m^2 , est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre.

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l) \qquad A(l) = 0,23 + \frac{36}{l+12}$$

CHAPITRE V : Evaluation des charges et surcharges

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients **a₁** du tableau 6.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Tableau V.2 : Coefficients a₁.

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à $(4 - 0.002 \times l)$ kN/m², expression dans laquelle la longueur chargée / est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge **A₁** est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002 \end{cases} \quad (\text{t/m}^2)$$

La charge **A₁** Obtenue est multipliée par un coefficient **a₂ = v₀/v**, v étant la largeur d'une voie et, v₀ = 3.50 m.

La charge **A₂ = a₂ x A₁** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

N des voies	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A(l) x a ₁ x a ₂ (t/m ²)	L _v (m)	A(l) (t/ml)
1	30	1,108	1	1	1,108	3,5	
2	30	1,108	0,9	1	1,108	7	0.997

Tableau V.3 : Valeurs de la charge A(I).

III.2.7. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système **B_c** qui se compose de camions types (30 t) ;
- ✓ Le système **B_t** se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- ✓ Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (1 t).

Les deux premiers systèmes **B_c** et **B_t** s'appliquent à tous les ponts quel que soit leur classe ; le système **B_r** ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

III.2.7.1. Système de charge B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut.
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable Figure 6.

CHAPITRE V : Evaluation des charges et surcharges

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné par le tableau 6.

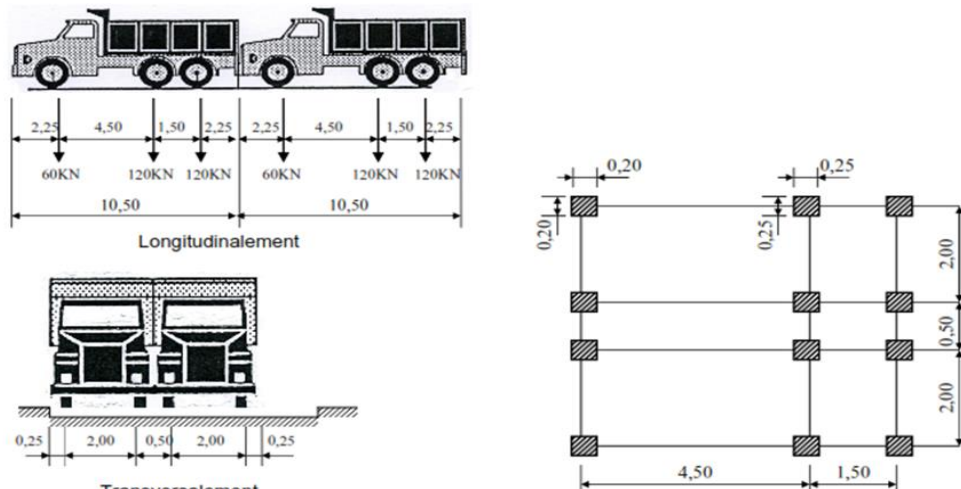


Figure V.3 : Système de Chargement B_c

Classe du pont	Nombre des voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.7
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.8	/	/	/

Tableau V.4 : Valeurs de b_c

Les valeurs de charge B_c sont résumées dans le tableau 6.

Nombre des voies	B_c (t)	b_c	$B_c \times b_c$ (t)
1	60	1,20	72
2	1 20	1,10	1 32

Tableau V.5 : Valeurs de B_c

III.2.7.2. Système de charge B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux (2 x 16 t), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la

chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

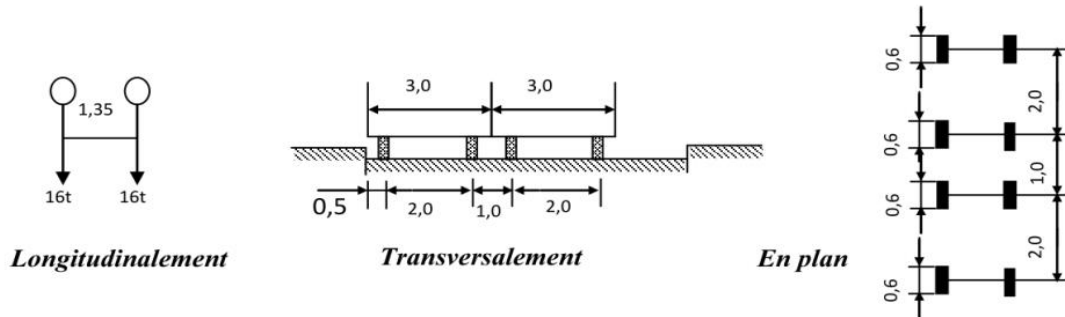


Figure V.4 : Système de chargement B_t .

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau 6.

Classe de pont	Largeur(m)
1	1,2
2	0,9

Tableau V.6 : Valeurs de b_t .

Les valeurs de charge B_t sont résumées dans le tableau 6.

Nombre des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,20	384
2	640	1,20	768

Tableau V.7 : Valeurs de B_t .

III.2.7.3. Système de charge B_r

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de (100 kN) à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3) m², qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

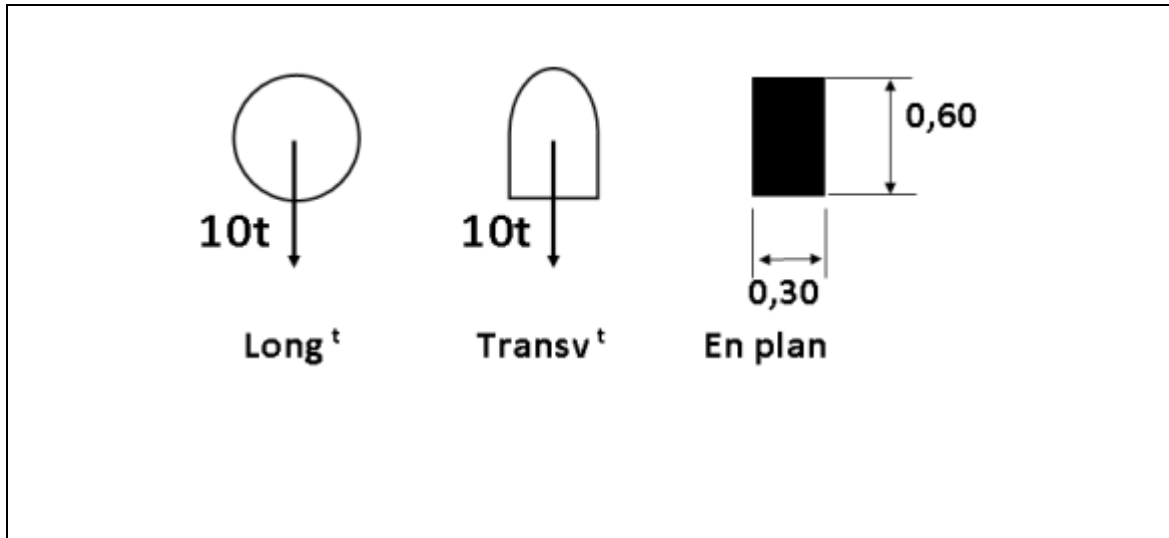


Figure V.5 : Système de chargement B_r .

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

III.2.8. Coefficient de majoration dynamique (RCPR Art.4.6)

Les charges du système B et M_c120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Dans laquelle :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale.

Système de chargement	L (m)	δ
B_c	30	1,09
B_t	30	1,07
B_r	30	1,05
M_c120	30	1,086

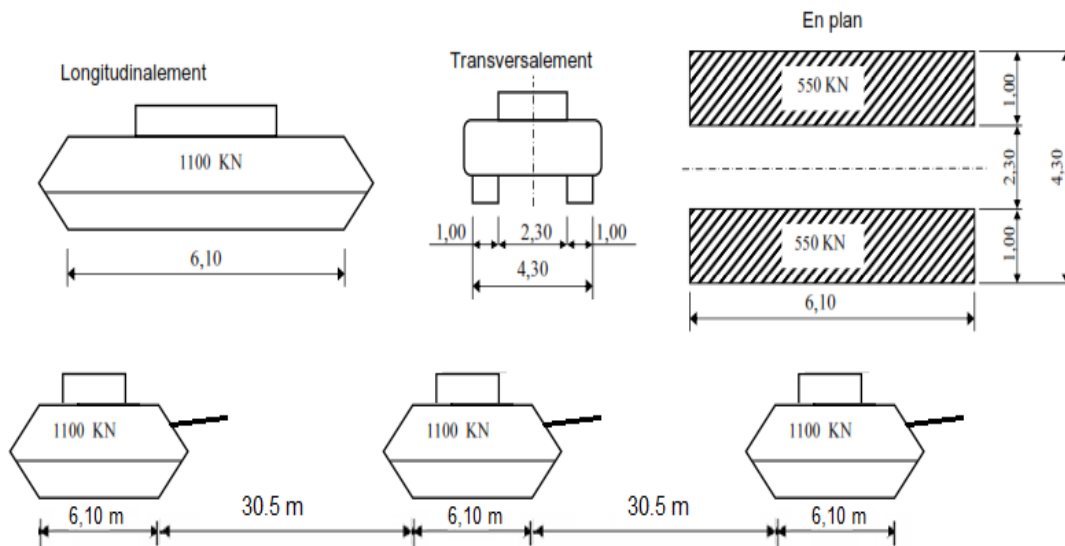


Tableau V.8 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ .

III.2.9. Charges militaires : Mc 120 (RCPR Art.4.10.1.2)

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment **A** et **B**.

Les véhicules **Mc 120** peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Figure V.6 : Convoi M_c 120.

III.2.10. Convoi exceptionnel : D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à 129 k N/ml.

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

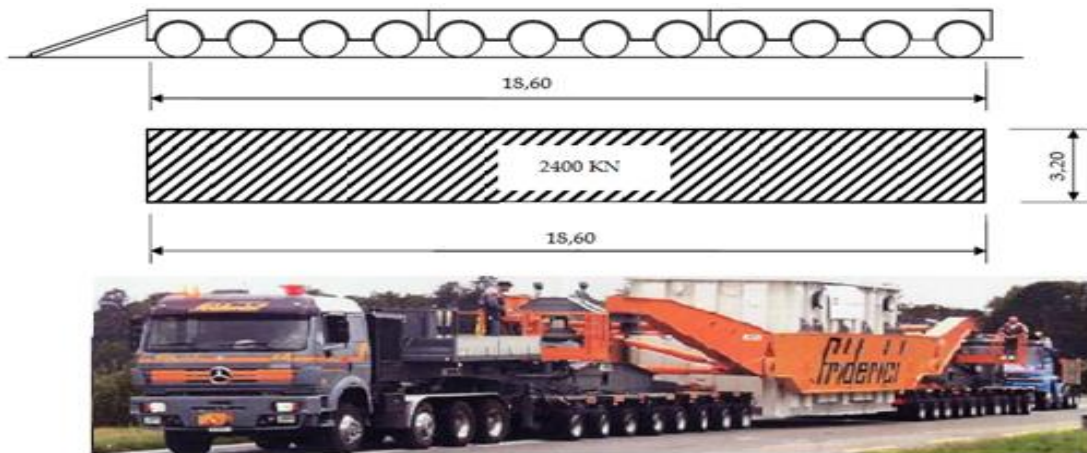


Figure V.7 : Convoi exceptionnel D240.

IV. Autres charges

IV.1. Actions sismique

Le séisme est considéré comme une action accidentelle. Le calcul sera effectué conformément au **RPOA 2008**.

- **Zone sismique :**

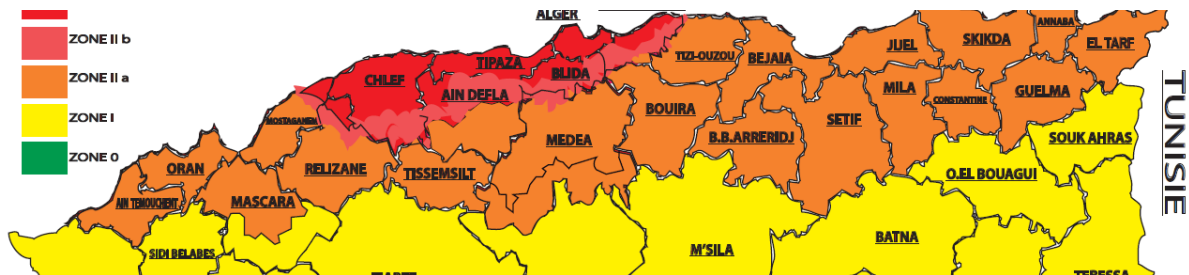
Voici la carte de zonage sismique de l'Algérie selon le zonage sismique du territoire national établi par la **RPOA 2008**

La Wilaya de GUELMA est classée comme une zone de moyenne sismicité (II-a)

IV.2. Surcharges sur trottoirs (Tr)

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal

Figure V.8 : Carte de zonage sismique en Algérie.



envisagé.

Comme on a deux trottoirs : $Tr = 2 \times 1,5 \times 1,28 \text{ m} = 3,84 \text{ KN/ml}$

IV.3. Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. La valeur représentative de la pression dynamique du vent selon le fascicule 61-titre I est égale à

- $W_{ser} = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service
- $W_{co} = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les phases de chantier dont la durée excède 1 mois
- $W_{co} = 1,00 \text{ KN/m}^2$ pour les phases de chantier dont la durée n'excède pas 1 mois.

IV.4. Efforts de freinage

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

IV.4.1. Système de charge B_c

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

$$F_{B_c} = 300 \text{ kN.}$$

IV.4.2. Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

Dans laquelle :

S : surface chargée en (m²).

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	90	12,72	56,36
2	180	12,72	110,98

Tableau V.9 : Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l)

V. Les combinaisons

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.

CHAPITRE V : Evaluation des charges et surcharges

Les Actions	Etat Limite Ultime	Etat Limite de Service
Charges Permanents G	1,35	1
Surcharges A(l)	1,6	1,2
Surcharges Bc	1,6	1,2
Surcharges Bt	1,6	1,2
Surcharges Br	1,6	1,2
Convois Mc120	1,35	1
Convoi D240	1,35	1
Surcharges Trottoir Tr	1,6	1,2
Action de Vent W	1,6	0

Pour l'Etat limite ultime (E.L.U) :

- $1,35 G + 1,6 (A(l) + Tr)$
- $1,35 G + 1,6 (Bc + Tr)$
- $1,35 G + 1,6 (Bt + Tr)$
- $1,35 G + 1,6 (Br + Tr)$
- $1,35 G + 1,35 Mc120$
- $1,35 G + 1,35 D240$

Pour l'Etat limite de service (E.L.S) :

- $G + 1,2 (A(l) + Tr)$
- $G + 1,2 (Bc + Tr)$
- $G + 1,2 (Bt + Tr)$
- $G + 1,2 (Br + Tr)$
- $G + Mc120$
- $G + D240$

Chapitre VI :

Modélisation et évaluations des efforts

I. DEFINITION

La modélisation est une composante fondamentale de l'analyse structurelle. Quelle que soit la complexité du modèle, l'objectif est de créer un modèle capable de représenter de manière plus ou moins approximative le fonctionnement de l'ouvrage sous différents scénarios. De manière générale, la modélisation structurelle consiste :

- définition de la structure
- définition de différente section de l'ouvrage
- définition de matériaux utilisés
- définition des conditions d'appuis
- le choix de la méthodologie de calcul
- la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul

II. PRESENTATION DU LOGICIEL DE MODELISATION

ROBOT est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il 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, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments Volumiques.

ROBOT permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

III. MODELISATION DE L'OUVRAGE

III.1. Les étapes de modélisation

Les étapes suivantes sont impliquées dans la modélisation 3D d'un notre projet :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.

- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

III.2. Modélisation des éléments de la structure

Pour l'examen global de la structure, un modèle FEM représentant une seule travée, c'est-à-dire les composants du pont, a été créé (poutres, dalles). Le modèle FEM décrit les composants structurels répertoriés ci-dessous.

III.2.1. Les poutres

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 6 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane.

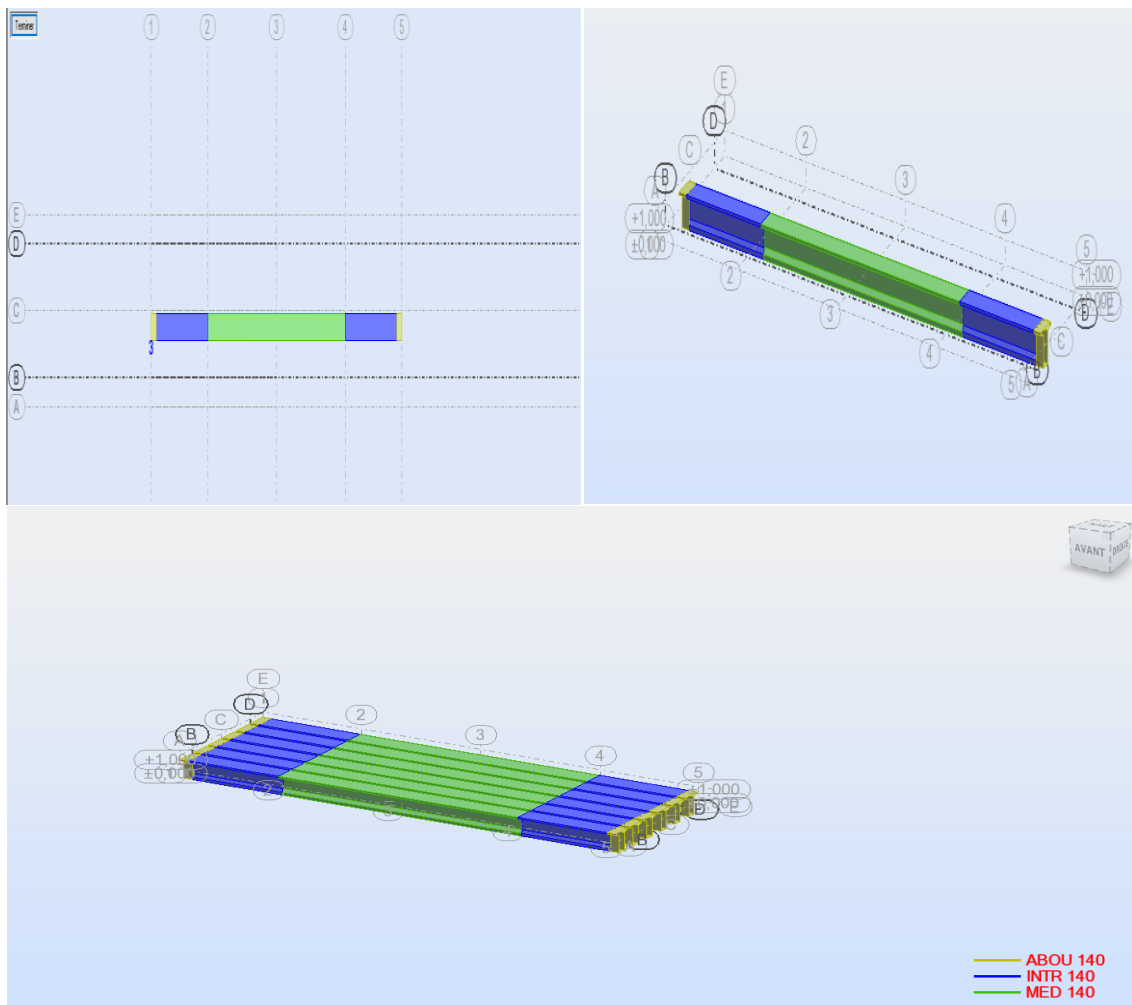


Figure VI.1 : MODELISATION DES POUTRES.

III.2.2. La dalle

La dalle a été modalisée en utilisant l'élément « **Panneau** » avec un maillage de 1 m transversalement et de 1 m longitudinalement.

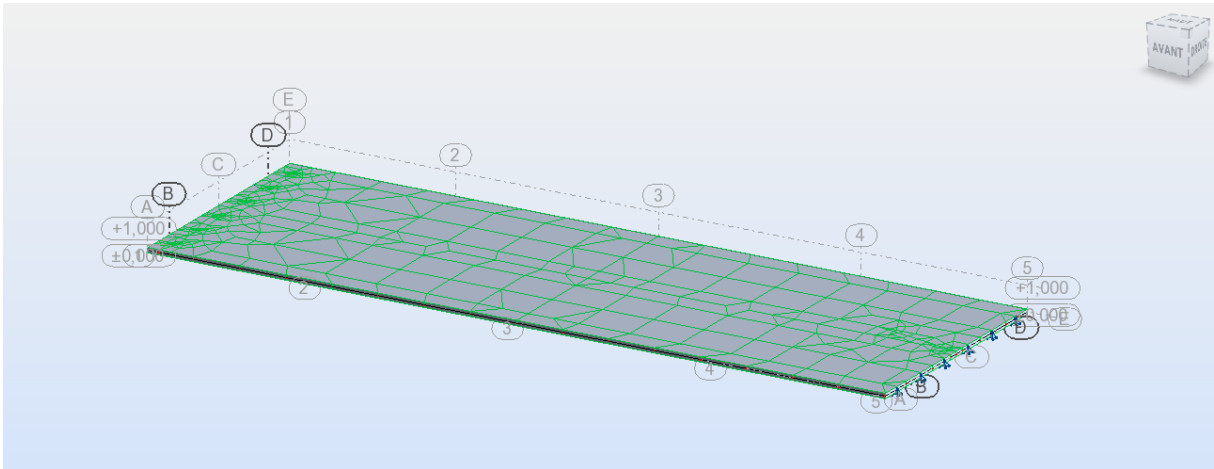


Figure VI.2 : MODELISATION DE L' HOURDIS.

III.2.3. Les appuis

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

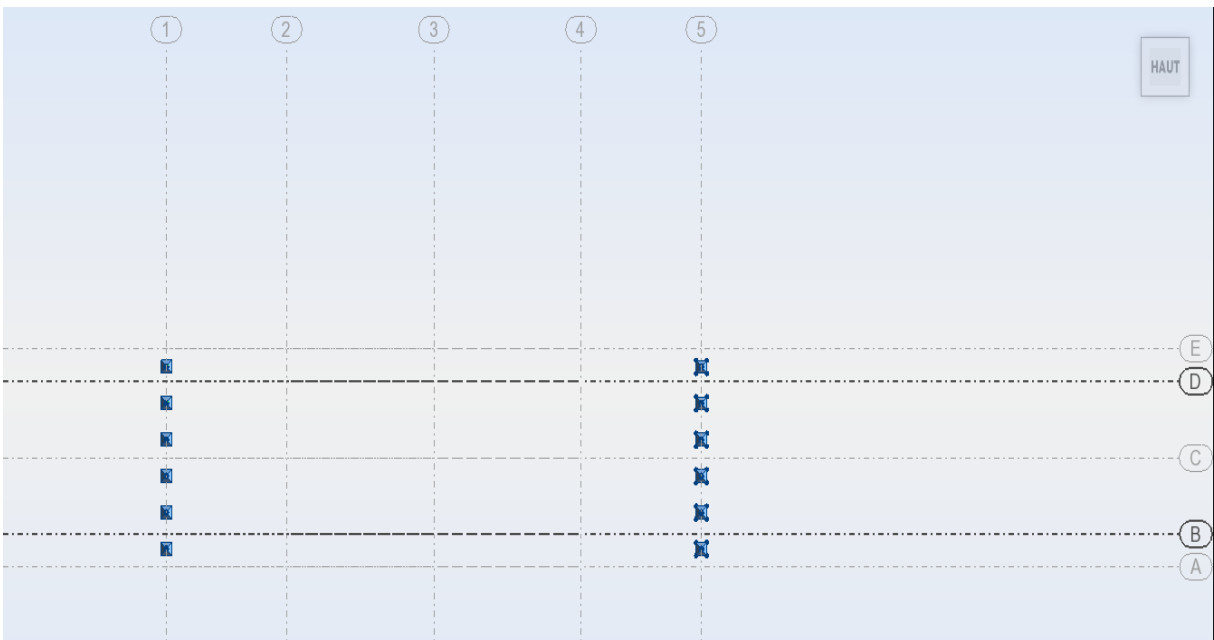


Figure VI.3 : MODELISATION DES APPUIS.

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis double.

III.3. Modélisation des charges et surcharges

III.3.1. Définition des charges

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l), soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont résumées :

- Charge Permanente :
G : (PP, Dalle, Corniche + Bordures, Asphalt et Glissière de sécurité)
- Charge d'exploitation statique :
A(l) : (Charge statique du trafic)
- Charge d'exploitation mobile :
B_c : (Charge mobile - Camion)
B_t : (Charge mobile - Tandem)
Mc120 : (Charge mobile - militaire)
D240 : (Charge mobile - Exceptionnelle)

III.3.2. Désignation des charges

- **Charges permanentes :**

Glissière de sécurité : 0,48 kN/ml.

Revêtement = 1.76 kN/m²

Étanchéité = 0.22 KN/m²

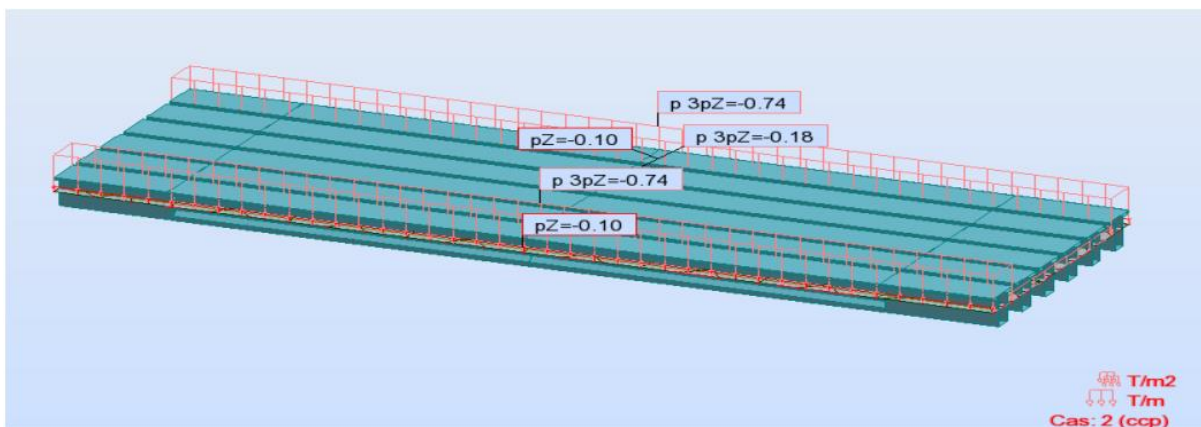
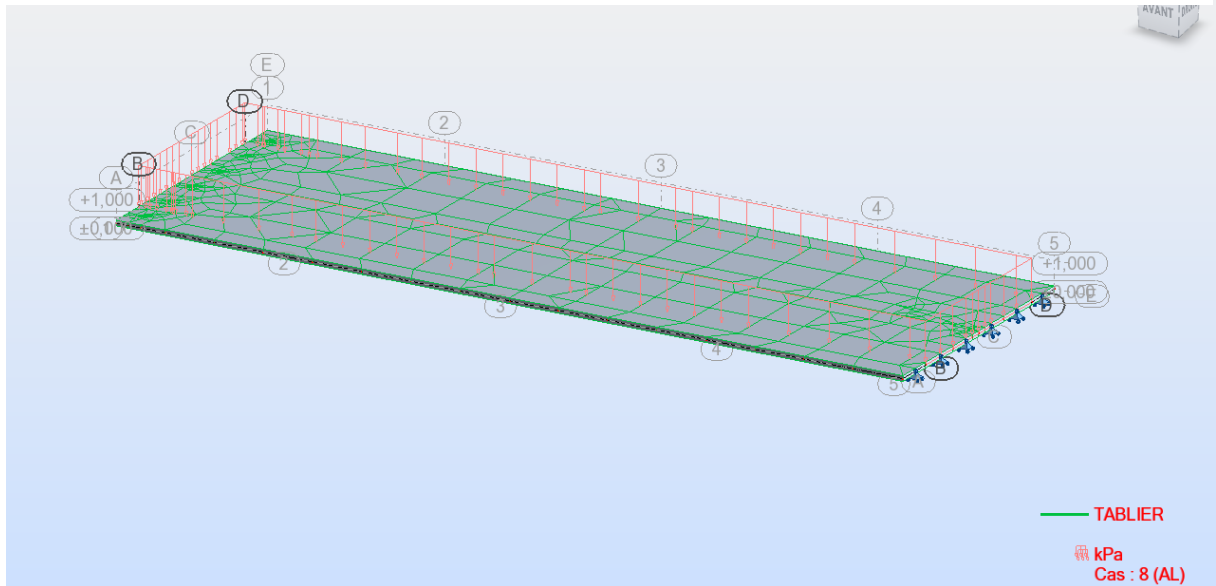


Figure VI.4 : Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

- **Surcharges A(l) :**

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité de la dalle.

Figure VI.5 : Affectation des charges type A(l).



- **Les charges mobiles :**

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

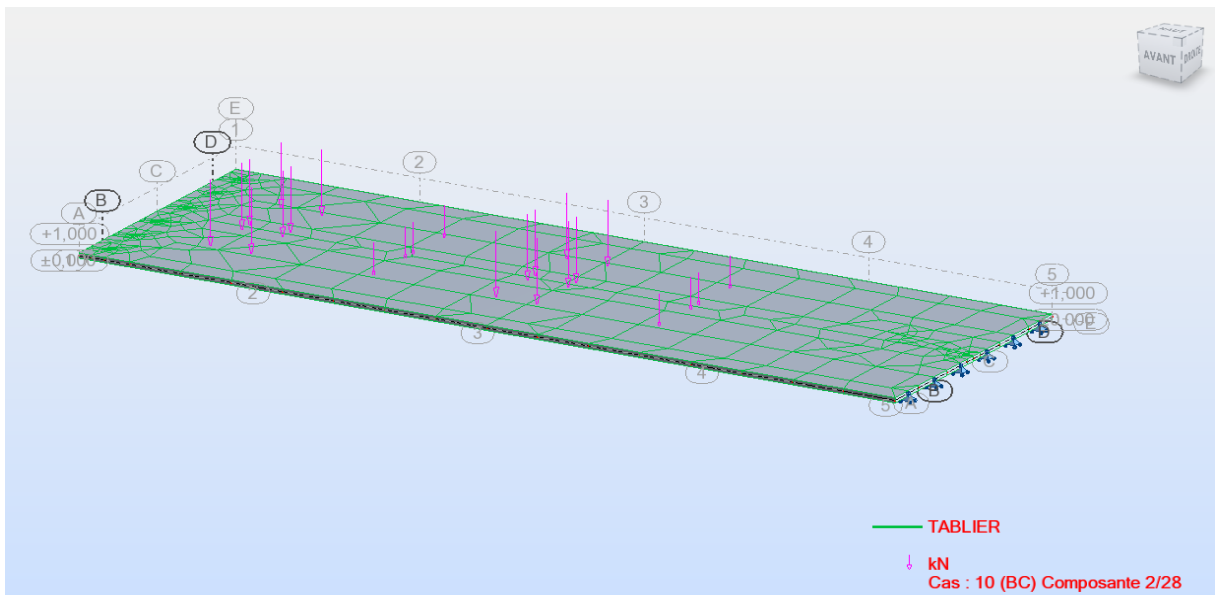


Figure VI.6 : AFFECTATION DES CHARGES TYPE BC.

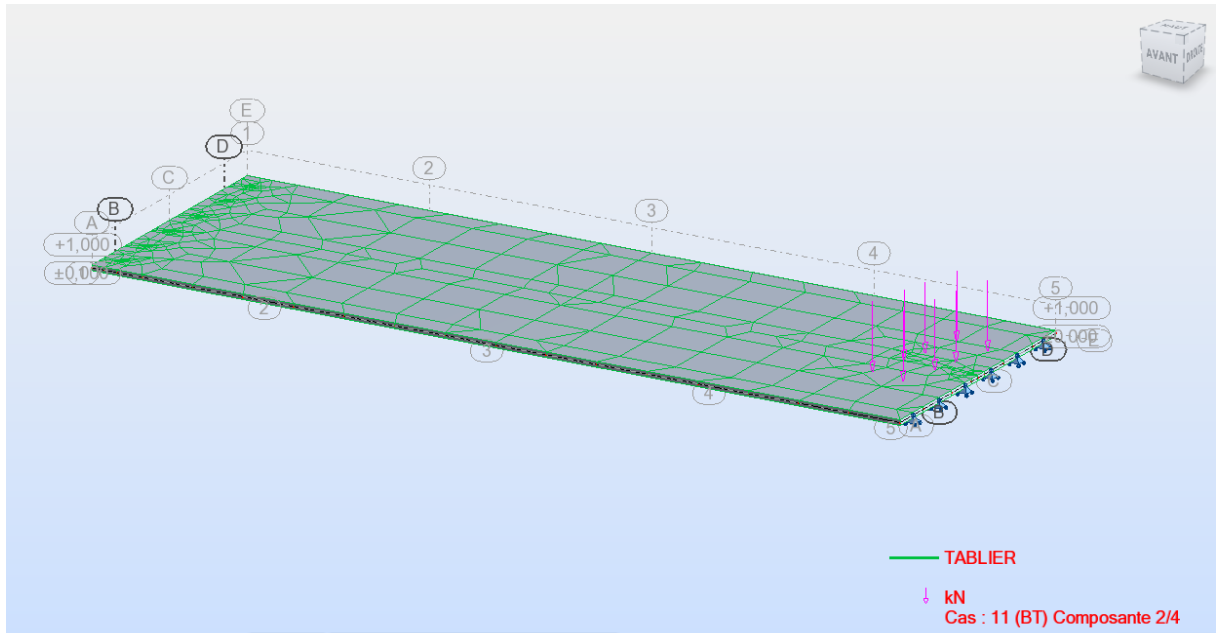


Figure VI.7 : AFFECTATION DES CHARGES TYPE BT.

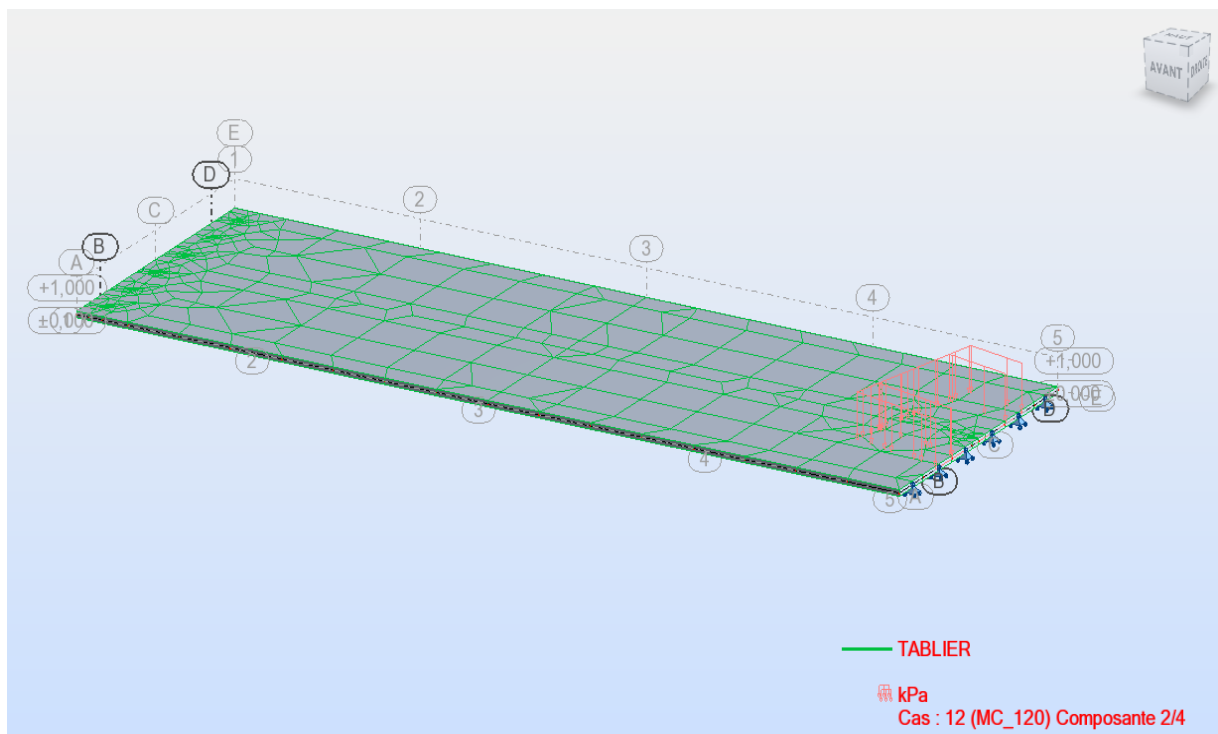


Figure VI.8 : Affectations des charges type Mc120.

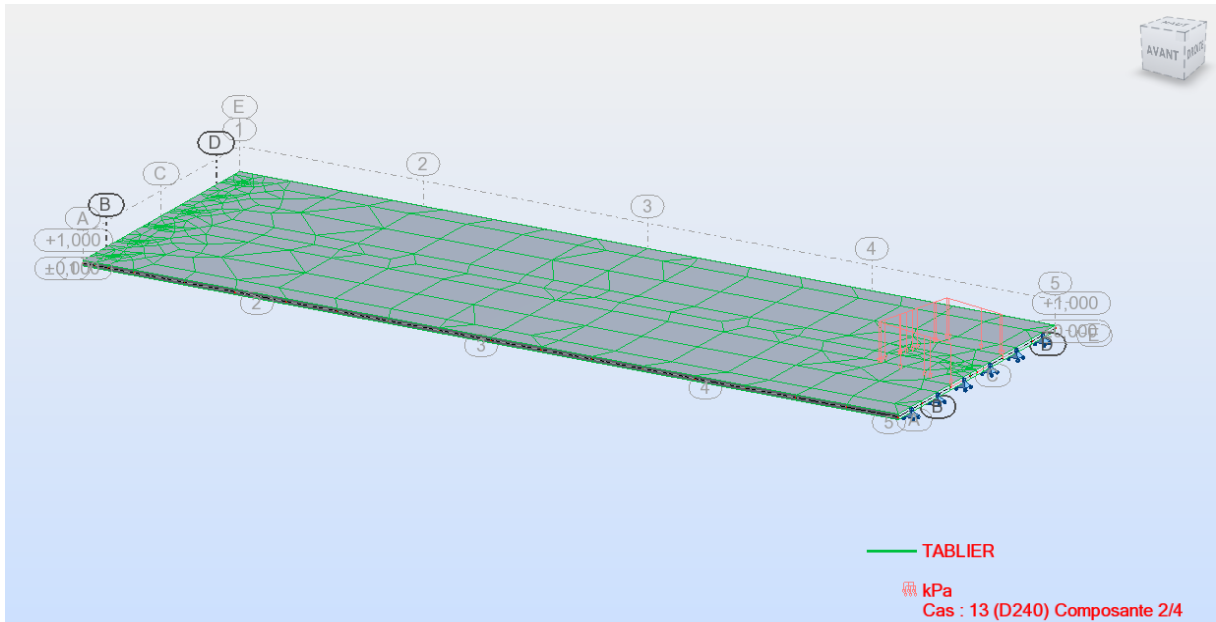


Figure VI.9 : affectations des charges type D240.

IV. RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes

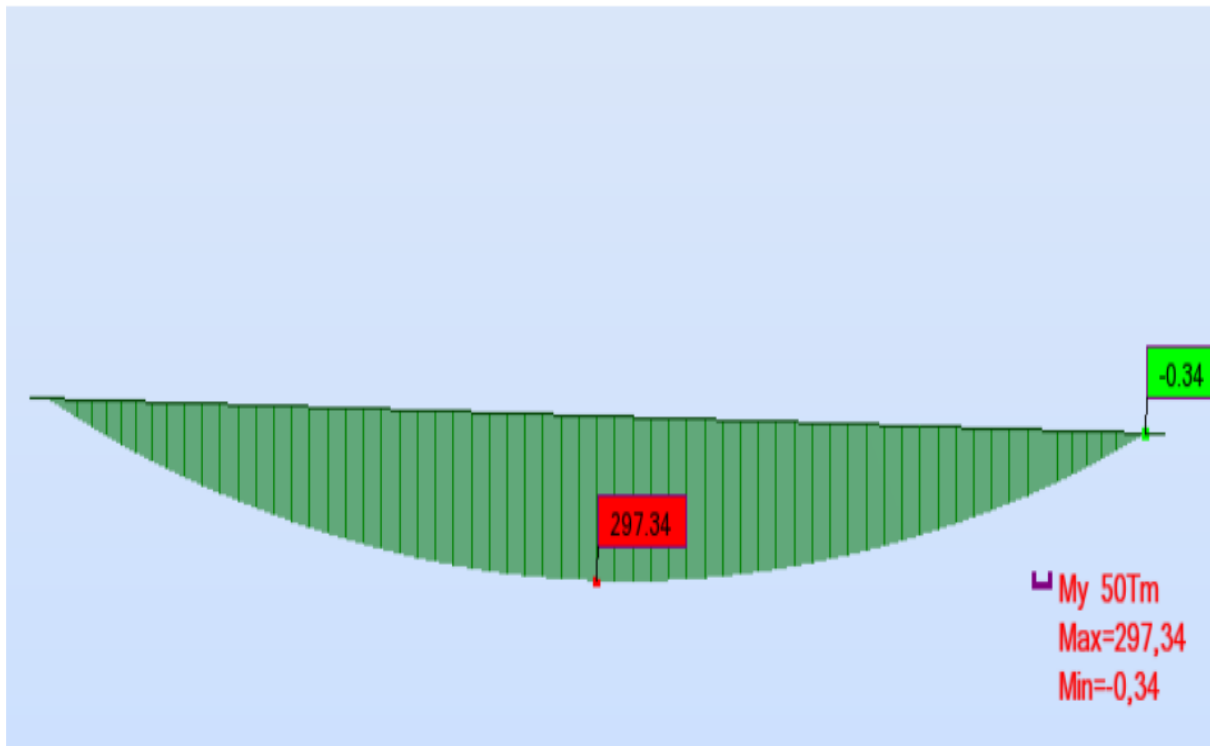


Figure VI.10 : Moments poids (poutre + dalle).

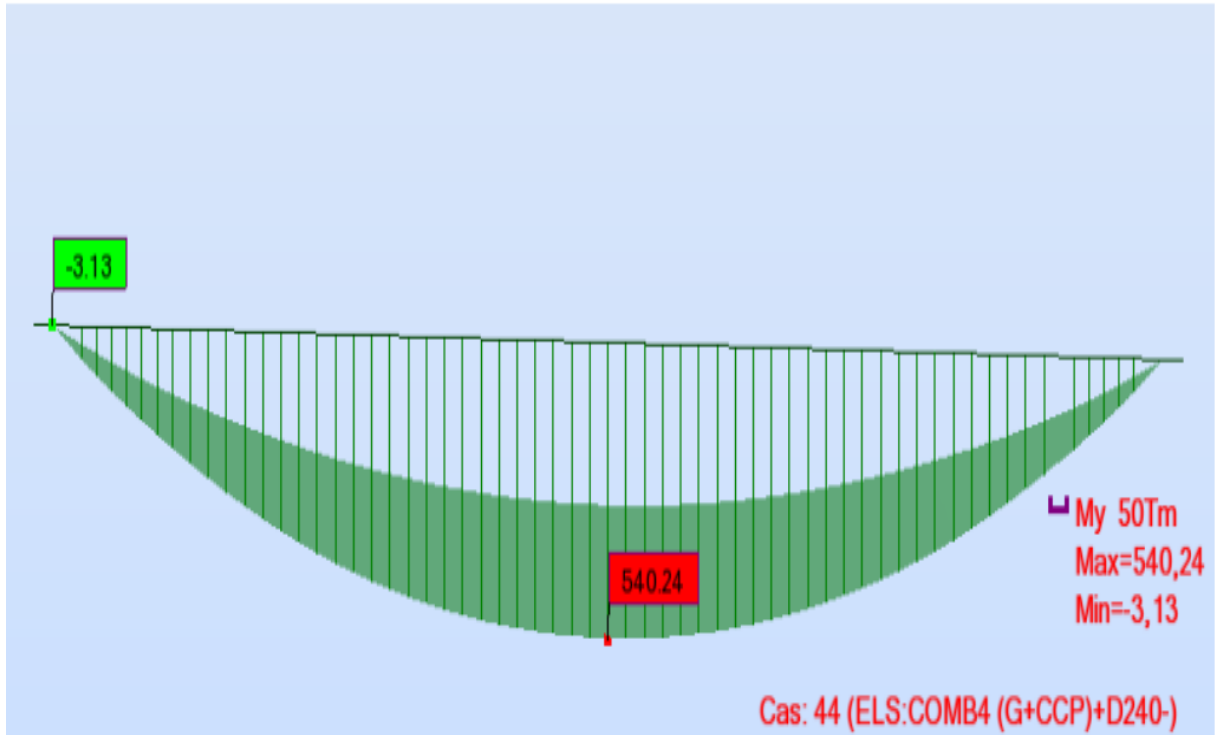


Figure VI.11 : Moments ELS max.



Figure VI.12 : Moments ELS min.

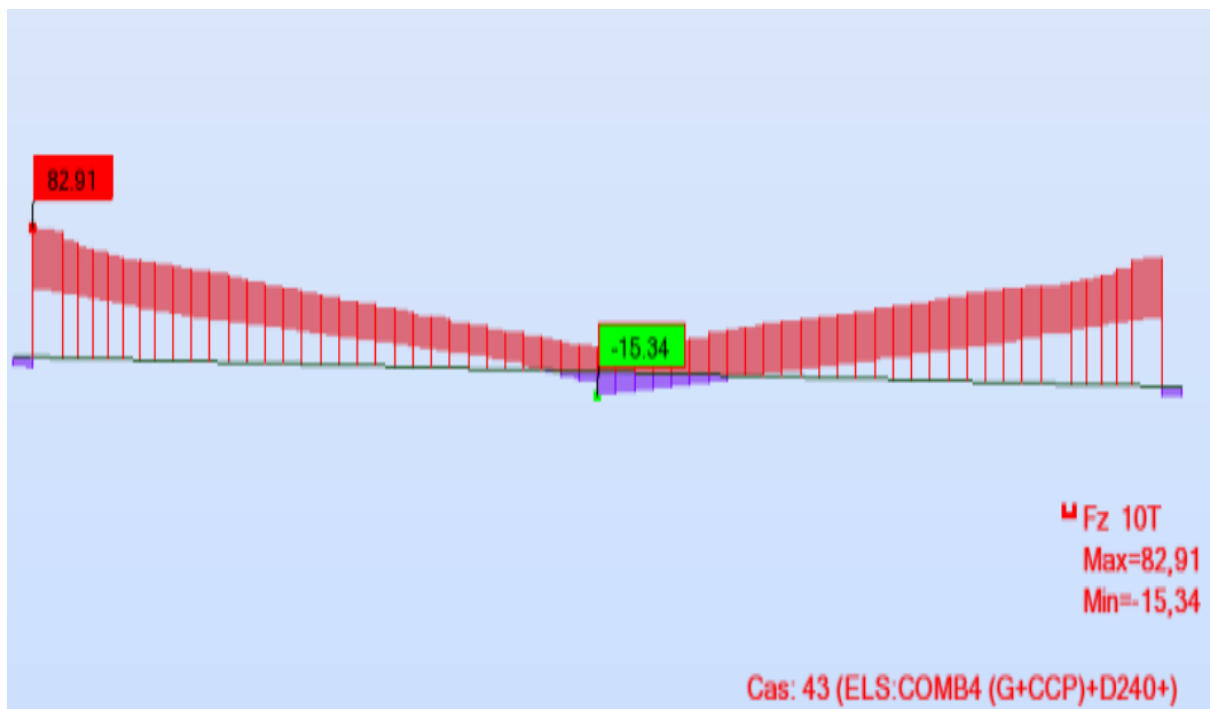


Figure VI.13 : Effort tranchant ELS max.

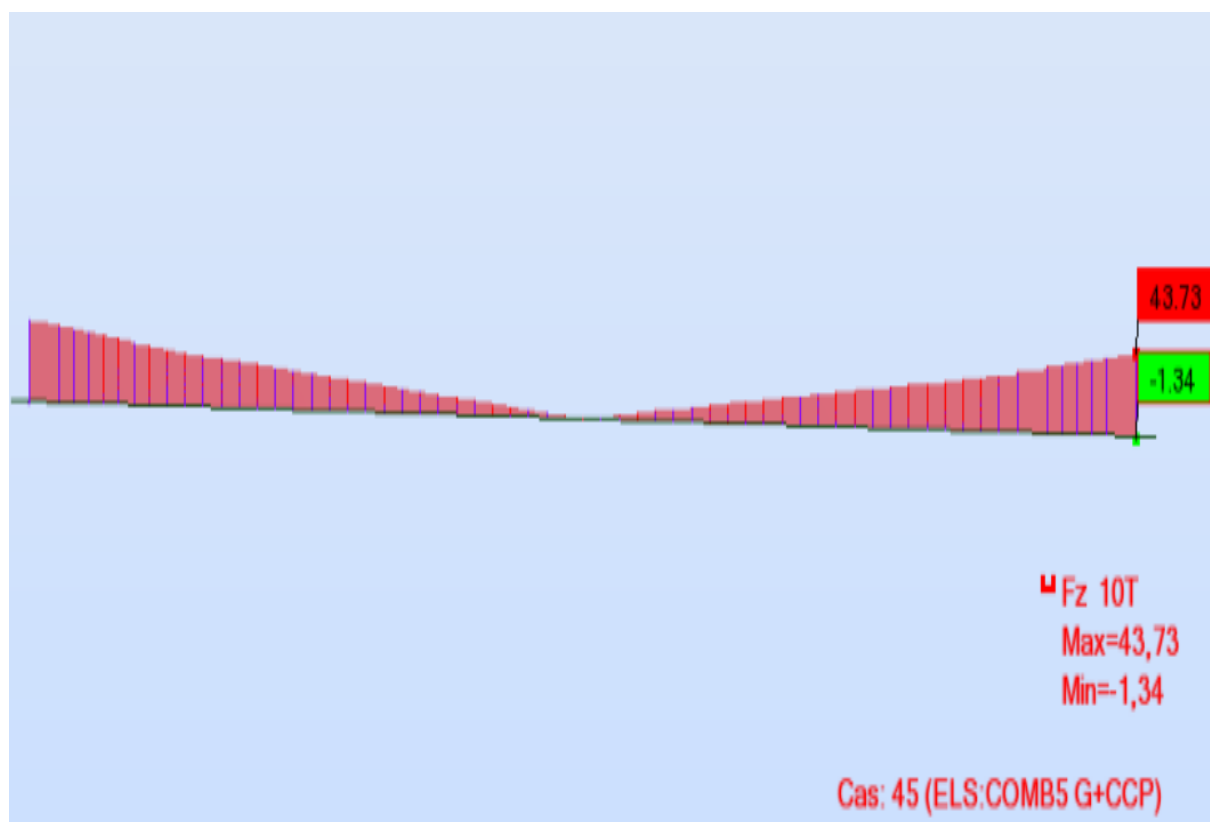


Figure VI.14 : Effort tranchant ELS min.

Chapitre VII :

Étude de la précontrainte

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

I. NOTION DE BASE SUR LA PRECONTRAINT

I.1. Le principe du béton précontraint

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du 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 des précontrainte.

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme.

La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre. Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte. En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Lors d'un chargement, les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte et toutes les fibres restent comprimées. Cette poutre préalablement comprimée supportera sans dommage les charges qui provoqueraient la rupture d'une poutre en béton armé de mêmes dimensions et portée. Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées. En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte des câbles et leur nombre dépendent de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant. [9]

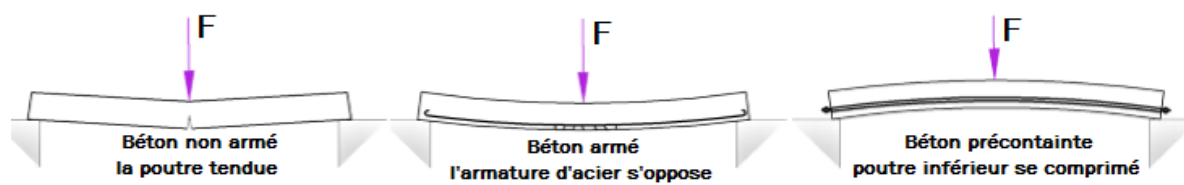


Figure VII.1 : LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

I.2. Types de précontrainte

La précontrainte peut être mise en œuvre de deux manières :

- ✓ La précontrainte par post-tension.
- ✓ La précontrainte par pré-tension.

I.2.1. Précontrainte par pré-tension

Il s'agit de la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela implique que ces aciers doivent être tendus en s'appuyant soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées fixées dans le sol, soit sur tout autre mécanisme permettant de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Cette procédure peut être effectuée en usine ou sur site.

I.2.2. La précontrainte par post-tension

Dans la précontrainte par post-tension, l'acier est mis en tension après le durcissement du béton. Les étapes de cette opération sont expliquées sur la figure suivante :

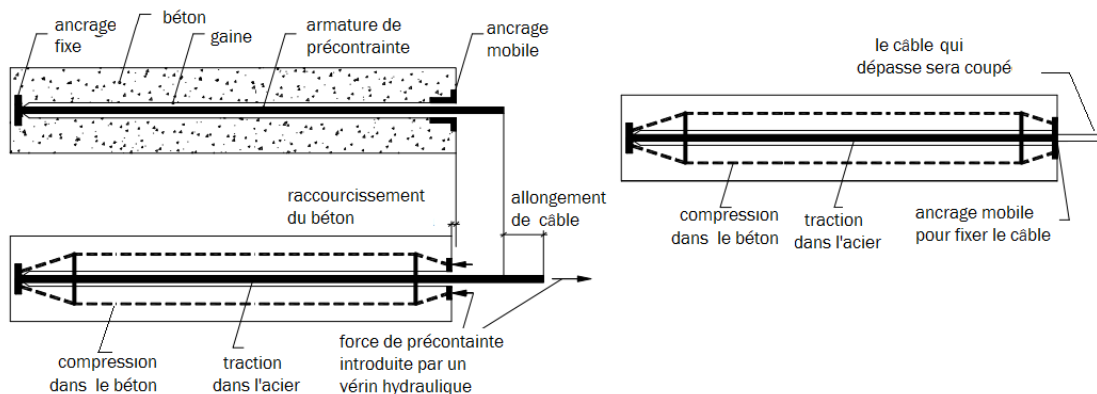


Figure VII.2 : Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension.

Des gaines de précontrainte en tôle ondulée ou en matière synthétique (polyéthylène ou polypropylène) sont placées dans le coffrage avant le bétonnage. L'armature de précontrainte se trouve dans ces gaines, qui la séparent du béton frais lors de sa mise en place, ou sera introduite dans les gaines après le bétonnage. A chaque extrémité, l'armature de précontrainte est dotée de têtes d'ancrages chargées de transmettre la force de précontrainte au béton.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

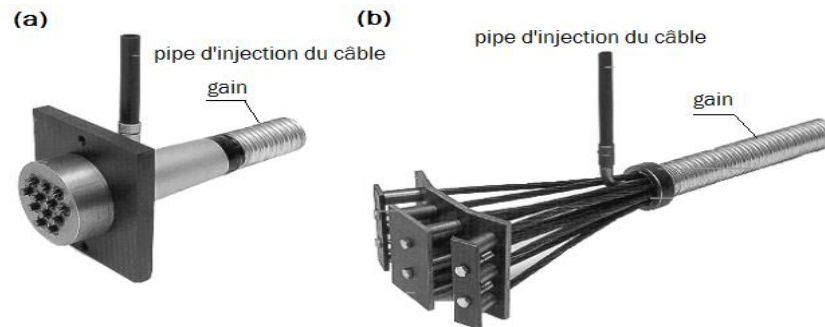


Figure VII.3 : TETE D'ANCRAGE MOBILE (A) ET FIXE (B).

Après le bétonnage et une fois le béton durci, les câbles sont mis en tension. Pour ce faire, un vérin hydraulique est placé en face d'une des têtes d'ancrage pour tirer sur le câble (figure. VII.4). C'est ainsi que le béton est mis en compression.

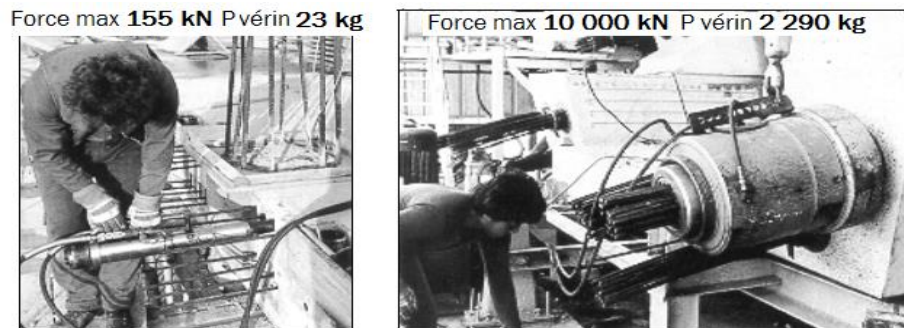


Figure VII.4 : VERINS HYDRAULIQUES.

La dernière opération consiste à injecter l'espace entre la gaine et l'armature de façon à empêcher la corrosion de cette dernière. En général, on utilise un coulis de ciment qui, une fois durci, garantit également une bonne adhérence et une bonne transmission des efforts entre l'acier de pré-contrainte et le béton, tout comme pour une armature ordinaire (précontrainte avec adhérence). Dans ce cas, l'acier et la gaine doivent présenter des nervures suffisantes à leur surface. Si l'adhérence n'est pas nécessaire, l'injection peut se faire au moyen de graisse ou de cire pétrolière (précontrainte sans adhérence).

II. CALCUL DE LA SECTION DE PRECONTRAINTE

II.1. Section droite

Nous désignons par :

B : son aire.

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).

I : son moment d'inertie par rapport à G_z .

I/v et **I/v'** : Ses modules d'inertie.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$\rho : \frac{I}{BVV}$ son rendement géométrique.

II.2. Sollicitations appliquées à la section

- **Sollicitations développées par les actions extérieures**

Les actions extérieures (autres que la précontrainte) développent dans la section un moment fléchissant \mathbf{M} , compté algébriquement positif s'il comprime la fibre supérieure. \mathbf{M} est la somme de :

\mathbf{M}_g : moment de poids propre.

\mathbf{M}'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

\mathbf{M}_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, \mathbf{M} varie entre :

- Une valeur minimale : $\mathbf{M}_m = \mathbf{M}_g + \mathbf{M}'_g + \mathbf{M}_{mq}$.
- Une valeur maximale : $\mathbf{M}_M = \mathbf{M}_g + \mathbf{M}'_g + \mathbf{M}_{Mq}$.

Posons : $\Delta\mathbf{M} = \mathbf{M}_M - \mathbf{M}_m = \mathbf{M}_{Mq} - \mathbf{M}_{mq}$ (Cette quantité est toujours positive ou nulle.)

- **Sollicitations développées par la précontrainte**

La précontrainte est exercée par le câble tendu à P et excentré de \mathbf{e}_0 par rapport à G. \mathbf{e}_0 est compté algébriquement sur l'axe \mathbf{G}_y . Il est donc positif lorsque le câble est au-dessus du centre de gravité.

Les sollicitations normales développées par la précontrainte sont alors (fig.VII.5) :

$$\mathbf{N}_p = P$$

$$\mathbf{M}_p = P \times \mathbf{e}_0$$

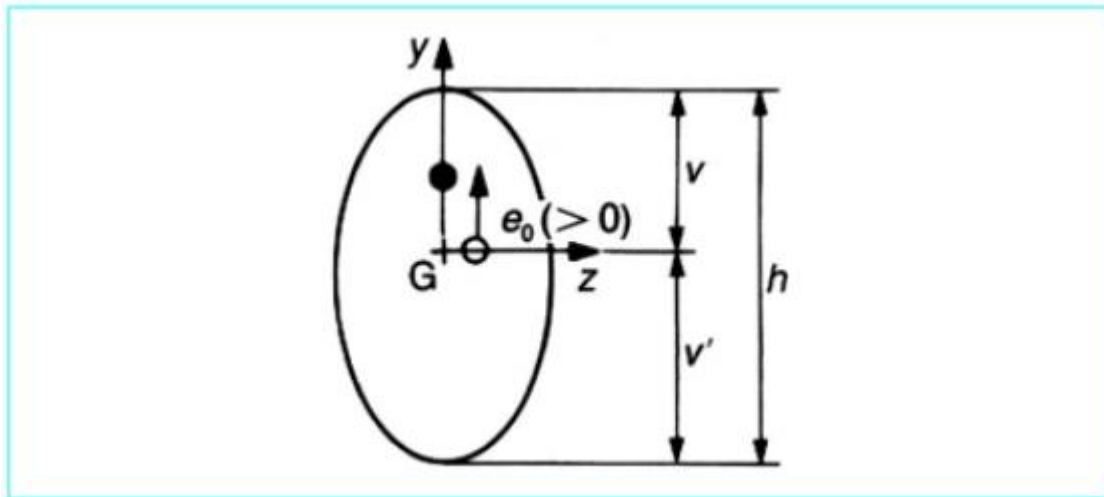


Figure VII.5 : Caractéristiques d'une section droite.

S'il y a, en réalité, plusieurs câbles distincts (tendus à P_i et excentrés de e_{0i}), le câble représente le câble unique fictif qui exercerait le même effort résultant

$$P = \sum P_i$$

$$P \times e_0 = \sum P_i \times e_{0i}$$

II.3. Détermination des contraintes dans le béton

Toutes les contraintes et contraintes limites définies ci-après sont comptées algébriquement positives s'il s'agit de compressions. Sous un cas de charge donné, elles varient linéairement avec y entre σ sur la fibre supérieure et σ' sur la fibre inférieure (fig.VII.6).

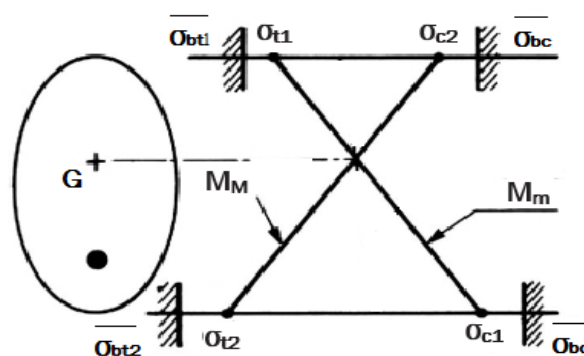


Figure VII.6 : Contraintes et contraintes limites.

Elles

notées :

sont

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

σ_1 et σ'_1 : lorsque le moment extérieur est M_m .

σ_2 et σ'_2 : lorsque le moment extérieur est M_M .

Compte tenu des conventions adoptées pour le signe des moments

$$(\sigma_2 \geq \sigma_1 \quad , \quad \sigma'_1 \leq \sigma'_2)$$

De manière générale, le défi du dimensionnement consiste à s'assurer que les contraintes sur les fibres extrêmes ne dépassent pas les contraintes limites.

$\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}'_1$ Pour celles qui interviennent lorsque le moment appliqué est M_m .

$\bar{\sigma}_2$ et $\bar{\sigma}'_2$ Pour celles qui interviennent lorsque le moment appliqué est M_M .

$\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}'_2$ Au-dessous desquelles on ne doit pas descendre sont en pratique assez voisines de 0 et dites contraintes limites de traction.

$\bar{\sigma}_2$ et $\bar{\sigma}'_1$ Sont, au contraire, des contraintes limites de compression qu'il s'agit de ne pas dépasser.

II.3.1. Contraintes normales du béton

- Expression générale

À l'ordonnée y s'exerce la contrainte normale :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P \times e_0 + M) \times \frac{y}{I} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e \times y}{\rho v v'} \right) \quad (\text{MPa})$$

Au niveau de G ($y = 0$), quel que soit le cas de charge appliqué, on a : $\sigma(G) = \frac{P}{B}$

II.3.2. Respect des contraintes limites

Compte tenu de l'expression des contraintes, il s'exprime, dans une section droite, par les conditions suivantes :

- Sur la fibre supérieure ($y = +v$) :

$$\bar{\sigma}_1 \leq \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e}{\rho v'} \right) \leq \bar{\sigma}_2$$

- Sur la fibre inférieure ($y = -v'$) :

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$$\bar{\sigma}'_2 \leq \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e}{\rho v} \right) \leq \bar{\sigma}'_1$$

II.3.3. Valeur minimale de la précontrainte en service

- Expression générale

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II})$ Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho_n \cdot B_n \cdot (v \bar{\sigma}_{bt2} + v' \bar{\sigma}_{bt1})}{\rho_n \cdot h}, \text{ Section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{\rho_n \cdot v \cdot B_n \cdot \bar{\sigma}_{bt2} + M_{\text{max}}}{\rho_n \cdot v + v' - d'}, \text{ Section sur critique.}$$

III. APPLICATION AU PROJET

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre a $X=15\text{m}$. Donc les caractéristiques prendre en compte dans le calcul est celle de la section médiane.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{\text{MIN}}}{P_0}$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P_0 est estimé à 32 % de pertes.

- Evaluation de P_0 :

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

Rappelons que :

$$f_{\text{prg}} = 1\,860 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{peg}} = 1\,600 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1\,680 \text{ mm}^2$$

A.N :

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times 1\,860 \times 1\,680) ; (0,9 \times 1\,600 \times 1\,680) \}$$

$$P_0 = \min (2,500 ; 2.419)$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$$P_0 = 2,419 \text{ MN}$$

- **Evaluation de P_{MIN} :**

$$B_{\text{brut}} = 0,968 \text{ m}^2$$

$$B_n = 0,919 \text{ m}^2$$

$$h = 1,70 \text{ m}$$

$$\rho_{\text{brut}} = 0,494$$

$$\rho_n = 0,468$$

$$v = 0,56 \text{ m}$$

$$v' = 1,14 \text{ m}$$

$$d' = 0,193 \text{ m}$$

$$I_{G \text{ brut}} = 0,320 \text{ m}^4$$

$$I_{G n} = 0,288 \text{ m}^4$$

Les valeurs des moments sous la combinaison E .L. S (voir chapitre 7)

$$M_M = 5,400 \text{ MN.}$$

$$M_m = 2,973 \text{ MN.}$$

$$\Delta M = 2,427 \text{ MN.}$$

AN:

$$P_I = \frac{2,427 + 0,468 \times 0,919 \times (0,56 \times (-3) + 1,144 \times (-4,05))}{0,468 \times 1,70} = -0,40 \text{ MN}$$

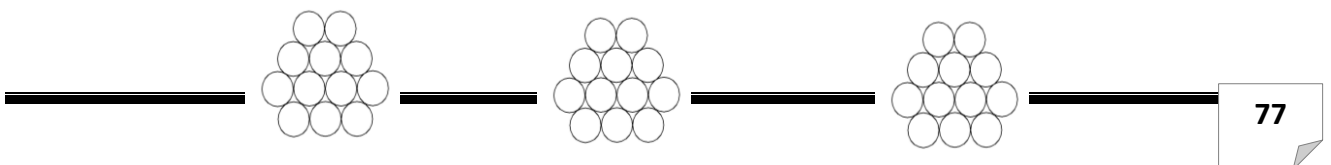
$$P_{II} = \frac{0,468 \times 0,56 \times 0,919 \times (-3) + 5,4}{0,468 + 0,56 \times 1,144 - 0,193} = 3,80 \text{ MN}$$

$$P_{\text{min}} = \max (-0,40 ; 3,80) = 3,80 \text{ MN} = P_{II}$$

$$N \geq \frac{P_{\text{min}}}{0,68 \times P_0}$$

AN

$$N \geq \frac{3,80}{0,68 \times 2,419} = 2,34 \rightarrow \text{on prend } N \text{ égale à } 3 \text{ câbles de } 12\text{T}15\text{S}$$



CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

III.1. Vérification des contraintes

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 .

D'où : $P_m = 0,9.P_0 = 2,177 \text{ MN}$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} \end{array} \right. \quad \text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P_{e_0} + M_g) \geq -1.5.f_{tj} = \overline{\sigma}_{\text{bt}} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P_{e_0} + M_g) \leq 0.6.f_{cj} = \overline{\sigma}_{\text{bc}} \end{array} \right.$$

$B_{br} \text{ (m}^2\text{)}$	$B_n \text{ (m}^2\text{)}$	$I_{br} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_n \text{ (m}^4\text{)}$	$V \text{ (m)}$	$V' \text{ (m)}$	$e_0 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$
0,583	0,554	0,178	0,160	0,666	0,834	-0,641	1,500

Tableau VII.1 : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

On place deux câbles à l'about et un câble en extrados.

1^{ère} famille : 2 câbles à l'about.

2^{ème} famille : 1 câble en extrados.

• **Vérification de la section médiane :**

Au 7^{ème} jour :

On tire les 2 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \left[\begin{array}{l} f_{c7} = 23.18 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 1.99 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$P = 0,5 \times 0,9.P_0.n = 2.177 \text{ MN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 13,907 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -2,986 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$$\sigma_{sup} = 4,669 \text{ MPa} \quad \geq \quad -2,986 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\sigma_{inf} = 2,999 \text{ MPa} \quad \leq \quad 13,907 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Au 28^{ème} jour :

On tire les câbles d'about à 100% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \left[\begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$P = 0,9P_{0,n} = 4,355 \text{ MN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 2,786 \text{ MPa} \quad \geq \quad -4,05 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\sigma_{inf} = 14,207 \text{ MPa} \quad \leq \quad 21 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

1^{ère} famille : (+2 câbles à l'about)

Tirés à 50% de P_0 au 7^{ème} jour.

Tirés à 100% de P_0 au 28^{ème} jour.

2^{ème} famille : (1 câble en extradados)

Les câbles d'extrados sont tirés à 100% de P_0 après 28 jours du coulage de la dalle et son durcissement.

III.2. Tracé des câbles

III.2.1. Disposition constructive des câbles

- **Section d'about :**

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,45m entre 2 plaques d'encrage successifs à l'about

$$\sum \frac{M}{f_{ib\ inf}} = 0 \Rightarrow 2P.v' = P_1 d_1 + P_2 (d_1 + x)$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

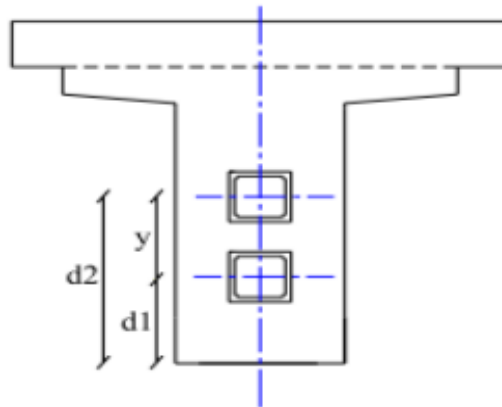
$$P_1 = P_2 = P \quad ; \quad y = 0,65 \text{ m}$$

$$d_1 = \frac{2y' - y}{2} \Rightarrow d_1 = 0,504 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques on prend :

$$d_1 = 0,450 \text{ m}$$

$$d_2 = 1,100 \text{ m}$$



Section médiane :

Figure VII.7 : disposition des appareils d'ancrage dans la section d'about.

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

$$d_1 = 0,160 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,260 \text{ m}$$

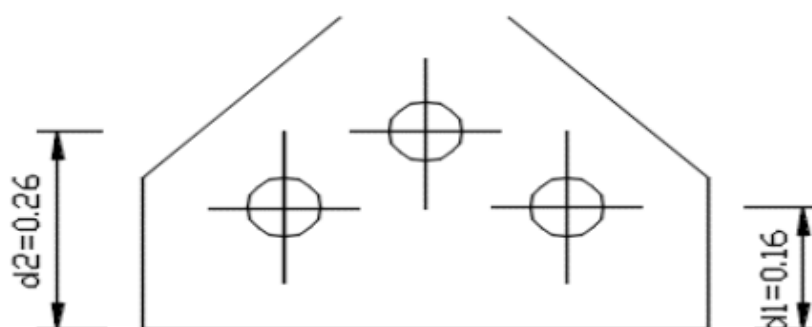


Figure VII.8 : disposition des appareils d'ancrage dans la section médiane.

III.2.2. Détermination de l'angle de relevage :

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ($P_i \sin \alpha_i$) afin de diminuer l'effort tranchant. L'angle de relevage α est donné par la formule suivante :

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

$V_m = 0,437$ MN (voir chap VI)

$V_M = 0,829$ MN (voir chap VI)

V_m : Effort tranchant à vide sous (G)

V_M : Effort tranchant en charge sous (G + D240)

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = P/B_n (P+d)$

avec: $p = 3,290$ MN $B_n = B_{(p+d)} - n (\pi.\emptyset^2)/4$; $B_n = 1,391$ m²

Donc $\sigma_x = 2,365$ MPa

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\bar{\tau} = [0.4f_{tj} (f_{tj} + 2/3 \sigma_x)]$

$b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \emptyset$

$m = 1$: Nombre de gaines par lit.

$K = 0,5$: Gaine injectée au coulis de ciment.

$\emptyset = 8$ cm : Diamètre de la gaine.

$b_n = 0,56$ m

Donc $\bar{\tau} = 2,149$ MPa Tapez une équation ici.

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about. $\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$

Donc $\bar{V} = 1,666$ MN

$\alpha_1 = -14,73^\circ \leq \alpha_{\text{opt}} = 11,09^\circ \leq \alpha_2 = 22,63^\circ$

On fixe : $\alpha_1 = 4^\circ$, $\alpha_2 = 11^\circ$, $\alpha_3 = 13^\circ$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

- Détermination de x_k et x_d :

Pour le tracé de chaque câble il faut poser les hypothèses suivantes :

La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{cts}$

L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole de deuxième degré.

Avec :

X_k : Longueur de la partie courbe du câble.

X_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

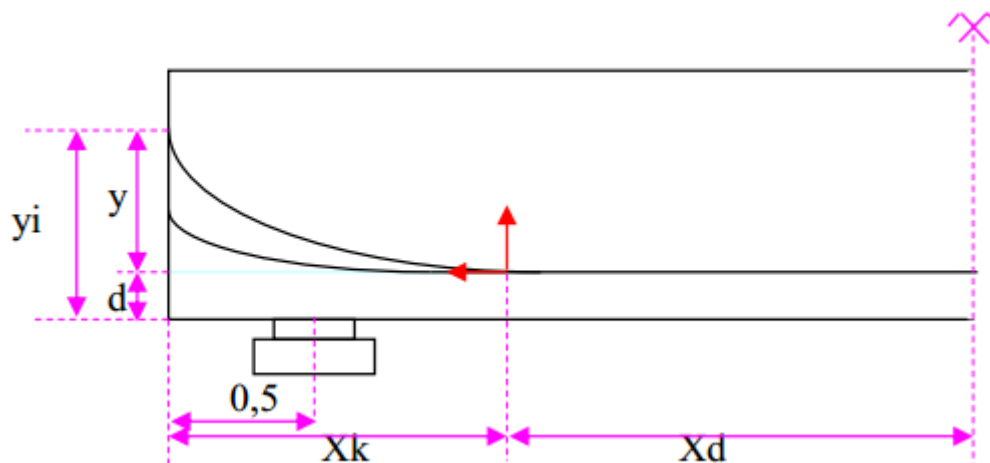


Figure VII.9 : tracé des câbles.

$$Y = a x^2 \quad ; \quad \text{tg} \alpha(x) = dy/dx = 2.a.x$$

$$\text{Lorsque : } x = x_k \quad ; \quad \text{tg} \alpha_k = 2 a x_k \Rightarrow a = \text{tg} \alpha_k / 2 x_k \quad \dots (1)$$

$$\text{Lorsque : } x = x_k + 0.5 \quad ; \quad \text{tg} \alpha_i = 2 a (x_k + 0.5) \Rightarrow y_i = a (x_k + 0.5)^2 \quad \dots (2)$$

On en déduit de (1) et (2) l'équation suivante :

$$x_k^2 - \left(\frac{2 \cdot y_i}{\text{tg} \alpha} - 1 \right) x_k + 0,25 = 0$$

Le seul inconnu dans l'équation (3) est x_k :

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

D'où : $y_k = y_i - d_i \Rightarrow y_i = y_k + d_i$

$$X_d = \frac{L}{2} - X_k$$

câble	α_i (°)	y_i (m)	y_k (m)	X_k (m)	X_d (m)	a_i (m ⁻¹)	d_i (m)
1	4	0,45	0,29	7,260	7,240	0,005	0,16
2	11	1,1	0,94	8,643	-4,463	0,011	0,16
3	13	1,5	1,24	10,742	-7,742	0,011	0,26

Tableau VII.2 : Valeur de xd et xk

- **Position et analyse de chaque câble en différentes sections :**

Les équations paraboliques des différents câbles sont :

$$y_i = a_i(x_{Ki} - x_i)^2 + d_i$$

$$\text{tg}\alpha_i = 2a_i(x_{Ki} - x_i)$$

Les positions et angles dans les différentes sections sont donnés dans le tableau suivant:

position (m)		-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
Yi (m) α_i (°)				- ϵ	+ ϵ			
1	Yi (m)	0,450	0,414	0,224	0,224	0,160	0,160	0,160
	α_i (°)	4,274	4,000	2,005	2,005	0,005	0,000	0,000
2	Yi (m)	1,100	1,000	0,443	0,443	0,182	0,160	0,160
	α_i (°)	11,620	11,000	6,439	6,439	1,794	0,000	0,000
3	Yi (m)	/	/	/	1,500	0,804	0,391	0,260
	α_i (°)	/	/	/	13,000	8,697	4,292	0,000
cable	Yi (m)	0,775	0,707	0,333	0,722	0,382	0,237	0,193
moy	α_i (°)	7,947	7,500	4,222	7,148	3,499	1,431	0,000

Tableau VII.3 : Positions et angles des différents câbles.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

- Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections :

$$B_n = B_{br} - n \cdot B(\varphi) \quad \text{avec : } B(\varphi) = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4}$$

n : nombre de trous. ; φ : diamètre de la gaine

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} \cdot B_{brut} - B(\varphi) \sum y_i}{B_{net}} \quad \text{et} \quad v_{net} = h - v'_n$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_{net} v_{net} \cdot B_{net}}$$

Les caractéristiques nettes de la poutre seul et de la poutre plus dalle sont représentés dans le tableau suivant :

section		About		Intermédiaire		Médiane		
nombre câble		2	2	2	3	3	3	3
position		-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
caracte				-ε	+ε			
B _n (m ²)	p	1,007	1,007	0,573	0,568	0,568	0,568	0,568
	p+d	1,391	1,391	0,958	0,952	0,952	0,952	0,952
v' _n (m)	p	0,829	0,830	0,843	0,837	0,846	0,850	0,851
	p+d	1,048	1,048	1,153	1,151	1,156	1,158	1,159
v _n (m)	p	0,671	0,670	0,657	0,663	0,654	0,650	0,649
	p+d	0,682	0,682	0,577	0,579	0,574	0,572	0,571
I _n (m ⁴)	p	0,215	0,215	0,175	0,173	0,173	0,172	0,171
	p+d	0,389	0,389	0,313	0,313	0,310	0,307	0,306
ρ _n	p	0,385	0,385	0,551	0,548	0,550	0,547	0,544
	p+d	0,391	0,391	0,492	0,493	0,490	0,487	0,485

Tableau VII.4 : Caractéristiques géométriques nettes de poutre+dalle et poutre seul.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

- Caractéristiques géométriques homogènes :

$$B_h = B_n + K \cdot n \cdot A_p \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} K : \text{Coefficient d'équivalence.} \\ n : \text{Nombre de trous.} \\ A_p : \text{Section des câbles.} \end{cases}$$

$$v'_h = \frac{B_n v'_n - 5 \cdot A_p \cdot \sum y_i}{B_{net}} ; \quad v_h = h - v'_h$$

$$I_h = I_n - B_n (v'_h - v'_n)^2 - 5 \sum (v'_h - y_i)^2 A_p ; \quad \rho_h = \frac{I_h}{v'_h \cdot v_h \cdot B_h}$$

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre plus la dalle sont données dans le tableau suivant :

position	-0.5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
caracte			-ε	+ε			
B_h (m²)	1.408	1.408	0,974	0,978	0,978	0,978	0,978
v'_h(m)	1.044	1.044	1,139	1,127	1,129	1,131	1,132
v_h (m)	0,686	0,686	0,591	0,603	0,601	0,599	0,598
I_h (m⁴)	0,392	0,389	0,313	0,313	0,310	0,308	0,307
ρ_h	0,389	0,386	0,478	0,471	0,468	0,465	0,463

Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques homogènes (poutre+dalle).

IV. CALCUL DES PERTES DE TENSION

La précontrainte dans une structure (ou élément de structure) subit des variations dans le temps, ces variations qui sont généralement dans le sens d'une réduction de tension sont nommées

« Pertes de précontrainte ». Les pertes sont classées en deux catégories :

-Les pertes instantanées.

-Les pertes différées.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

IV.1. Les pertes instantanées

Les pertes instantanées se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux.

IV.1.1. Les Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine. Il résulte de ce contact un frottement du câble contre la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.

L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont donnée par la relation suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - f \cdot \alpha(x) - \phi \cdot X]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{frot}} = \sigma_{p0} - \sigma_{p(x)}$$

f et φ sont définis dans les textes d'agrément des différents procédés de précontrainte

$\alpha(x)$: La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine.

$$\alpha(x) = \theta_x - \theta_0$$

θ_x : Angle du câble à une distance (x).

θ_0 : Angle du câble à x = 0 m

f : Coefficient de frottement en courbe et vaut. $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

Φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. $\Phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = 1440 \text{ MPA.}$$

Les résultats de calcul des pertes par frottement en différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

		0	0,5	4,125		7,75	11,375	15
cable	position	-0,5	0	3,625				
	perte			-ε	+ ε	7,25	10,875	14,5
1	α (rd)	0,000	0,005	0,040	0,040	0,075	0,075	0,075
	σ _p (X)	1440,0	1437,3	1417,85	1417,85	1398,36	1387,90	1377,4
		0	1					6

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

	$\Delta\sigma_P(X)$	0,000	2,682	22,146	22,146	41,633	52,097	62,537
2	α (rd)	0,000	0,011	0,090	0,090	0,171	0,203	0,203
	$\sigma_P(X)$	1440,0 0	1435,7 5	1404,68	1404,68	1373,23	1354,67	1344,2
	$\Delta\sigma_P(X)$	0,000	4,243	35,317	35,317	66,769	85,325	95,765
3	α (rd)	/	/	/	0,000	0,075	0,152	0,227
	$\sigma_P(X)$	/	/	/	1440,00	1410,09	1379,72	1349,8 6
	$\Delta\sigma_P(X)$	/	/	/	0,000	29,908	60,274	90,131
$(\Delta\sigma_P)f$ 1F(MPa)		0,000	3,462	28,732	28,732	54,201	68,711	79,151
$(\Delta\sigma_P)f$ 2F(MPa)		/	/	/	0,000	29,908	60,274	90,131

Tableau VII.6 : Pertes par frottement en différentes sections.

N° câbles	X_k	α (rad)	$\sigma_P(X)$	$\Delta\sigma_P(X)$
1	7,760	0,075	1398,314	41,686
2	9,143	0,203	1361,103	78,897
3	10,742	0,227	1362,132	77,868

Tableau VII.7 : Pertes par frottement de la section X_k .

IV.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton. Ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé, il se varie entre 1 mm et 12 mm suivant la puissance de l'ancrage (et donc le type de câble). La valeur est spécifiée dans la fiche technique du procédé de précontrainte.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

L'influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «d» dite distance d'influence du recul d'ancrage à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

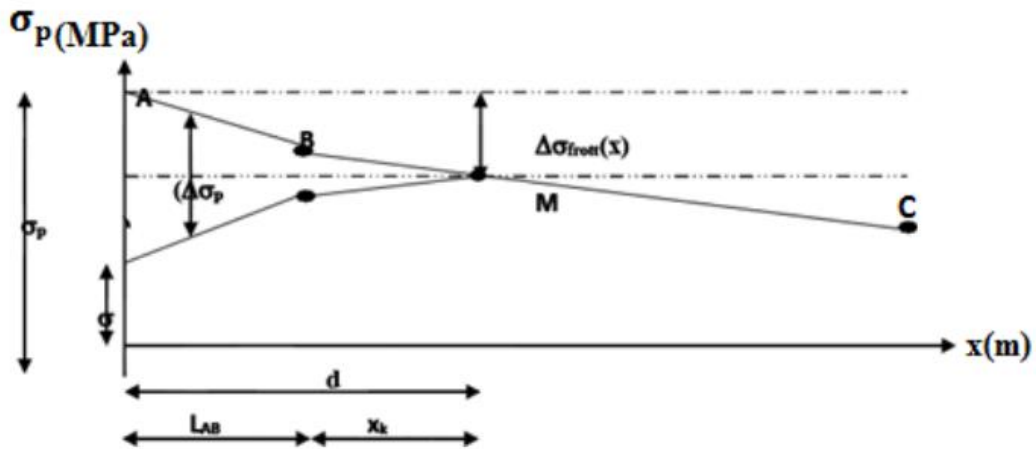


Figure VII.10 : Pertes par glissement.

Câble 1 :

$$gE_p = 1140 \text{ MPa}$$

On suppose que $M \in [AB]$.

La longueur du glissement du bloc d'ancrage est donnée par :

$$d = \sqrt{\frac{g E_p \cdot l_{AB}}{\sigma_A - \sigma_B}}$$

Avec : $l_{AB} = 7,760 \text{ m}$

$d = 14,57 \text{ m} > l_{AB} = 7,76 \text{ m}$; d'où : $M \notin [AB] \Rightarrow M \in [BC]$

$$(\sigma_a - \sigma_B) l_{AB} + (\sigma_b - \sigma_c) \frac{x^2}{l_{BC}} + 2x \frac{l_{AB}}{l_{BC}} (\sigma_B - \sigma_c) = g E_p$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

On obtient : $x = 10,78$ m et $d = 18,54$ m

$$\sigma_M = \sigma_B + \frac{\sigma_C - \sigma_B}{l_{BC}} \cdot x$$

σ_M : est calculée à partir des triangles semblables.

En utilisant la même démarche pour les autres câbles on obtient les résultats regroupés dans le tableau suivant :

cable	1	2	3
d (m)	18,540	11,494	12,541
σ_M (MPa)	1367,268	1340,816	1349,095

Tableau VII.8 : Valeurs de d et de σ_M

Les pertes par glissement pour chaque câble sont données dans le tableau (10)

$$\sigma'_p(x) = \sigma_A - 2(\sigma_A - \sigma_M)$$

Avec :

$$(\Delta\sigma_p)_g(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

		0	0,5	4,125		7,75	11,375	15
cable	positio n	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,5
	perle			- ϵ	+ ϵ			
1	$\sigma_{P(x)}$	1440,00 0	1437,31 8	1417,85 4	1417,85 4	1398,36 7	1387,90 3	1377,46 3
	$\sigma'_{P(x)}$	1294,53 5	1297,21 7	1316,68 1	1316,68 1	1336,16 8	1346,63 2	1357,07 2
	$\Delta\sigma_{Pg(x)}$	145,465	140,101	101,173	101,173	62,200	41,270	20,390
2	$\sigma_{P(x)}$	1440,00 0	1435,75 7	1404,68 3	1404,68 3	1373,23 1	1354,67 5	1344,23 5
	$\sigma'_{P(x)}$	1241,63 2	1245,87 5	1276,94 9	1276,94 9	1308,40 1	1326,95 7	1337,39 7
	$\Delta\sigma_{Pg(x)}$	198,368	189,883	127,734	127,734	64,831	27,717	6,837

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

3	σ _{P(X)}	/	/	/	1440,00	1410,09	1379,72	1349,86
					0	2	6	9
	σ' _{P(X)}	/	/	/	1258,19	1288,09	1318,46	1348,32
	Δσ _{Pg(X)}	/	/	/	181,810	121,993	61,262	1,549
(Δσ _P) _f 1F(MPa)		171,916	164,992	114,453	114,453	63,515	34,494	13,614
(Δσ _P) _f 2F(MPa)		/	/	/	181,810	121,993	61,262	1,549

Tableau VII.9 : Les pertes par recul d'ancrage.

IV.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton

- Effet de la 1^{ère} famille sur elle-même :

$$(\Delta\sigma)_{\text{rac}} = \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \cdot \Delta\sigma_{c_j} \quad K_j$$

$$(\Delta\sigma)_{\text{rac}} = K_j \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \cdot \Delta\sigma_{c_j}$$

$$\Delta\sigma_{c_j} = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1} + nA_p [\sigma_{p0} - ((\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_g + \Delta\sigma_{\text{rac}})] \left[\frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

Avec : E_p: Module de Young.

E_{b_{ij}}: Module d'élasticité longitudinale du béton.

n: Nombre de câbles tirés (n=2).

Δσ_{c_j} : Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen.

M_g : moment de la poutre seul.

J = 28 jours ; E_{b_{i28}} = 35981,73 MPa

$$e_{p1} = -v_n + y_1 \quad ; \quad K_j = 0,5$$

A_p = 1680 mm² E_p = 190000 MPa

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \quad \beta = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1}$$

position	-0,5	0	3,625		7,25	14,500
perte			- ε	+ ε		10,875

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$M_g(x)$	0,000	0,000	0,712	0,712	1,143	1,446	1,573
$e_{p1}(m)$	-0,054	-0,123	-0,510	-0,504	-0,675	-0,690	-0,691
$I_n(m^4)$	0,215	0,215	0,175	0,173	0,173	0,172	0,171
$B_n(m^2)$	1,007	1,007	0,573	0,568	0,568	0,568	0,568
$v_{n'}(m)$	0,829	0,830	0,843	0,837	0,846	0,850	0,851
α	1,007	1,063	3,229	3,228	4,396	4,533	4,554
β	0,000	0,000	-2,075	-2,076	-4,462	-5,813	-6,363
$\Delta\sigma_{rac}(MPa)$	11,226	11,884	30,786	30,776	38,287	36,926	36,173

Tableau VII.10 : Effet de la 1^{ère} famille sur elle-même.

- Effet de la 2^{ème} famille sur elle-même :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = \frac{(n-1)E_p}{2nE_{bij}} \cdot \Delta\sigma_{cj}$$

Le câble de cette famille est tiré en dernier donc $(\Delta\sigma)_{rac} = 0$

- Effet de la dalle sur la 1^{ère} famille :

$$(\Delta\sigma)_{rac} = \frac{M_g}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E_{bi28}} \quad g_{dalle} = 0,009 \text{ MN/ml} \quad M_g = g \left(\frac{L-x}{2} \right) \cdot x$$

$J = 28 \text{ jours} \Rightarrow E_{bi28} = 35981,73 \text{ MPa} ; E_p = 190000 \text{ MPa}$

$$e_{p1} = -v'(PS) + y_1$$

position	-0,5	0	3,625		7,25		14,500
perte			- ε	+ ε		10,875	
$M_g(x)$	0,000	0,000	0,430	0,430	0,737	0,922	0,983
$e_{p1}(m)$	-0,054	-0,123	-0,510	-0,504	-0,675	-0,690	-0,691
$I_n(m^4)$	0,215	0,215	0,175	0,173	0,173	0,172	0,171
$\Delta\sigma_{rac}(MPa)$	0,000	0,000	-6,620	-6,624	-15,203	-19,568	-20,997

Tableau VII.11 : Effet de la dalle sur la 1^{ère} famille.

- Effet de la 2^{ème} famille sur la 1^{ère} famille :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = K \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \left[n_2 \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{cj} \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{p1} \cdot e_{p2}}{I_n} \right) \right] \quad \alpha = \frac{1}{B} + \frac{e_{p1} \cdot e_{p2}}{I_n}$$

Avec: $J = 63^{\text{ème}} \text{ jour} ; E_{bi28} = E_{bi63} = 35981,73 \text{ MPa} ; K = 1 ; E_p = 190000 \text{ MPa}$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
perte			- ε	+ ε			
B _n (m ²)	1,391	1,391	0,958	0,952	0,952	0,952	0,952
I _n (m ⁴)	0,389	0,389	0,313	0,313	0,310	0,307	0,306
e _{p1} (m)	-0,273	-0,341	-0,819	-0,817	-0,985	-0,998	-0,999
e _{p2} (m)	/	/	/	0,349	-0,352	-0,767	-0,899
α	/	/	/	0,137	2,169	3,546	3,987
Δσ _{rac} (MPa)	/	/	/	3,063	24,789	41,470	47,687

Tableau VII.12 : Effet de la 2^{ème} famille sur la 1^{ère} famille.

- Effet des compléments sur la 1^{ère} famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \quad \text{avec:} \quad M_c = g_c \left(\frac{1-x}{2} \right) \cdot x \quad E_{b_{i28}} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$g_c = gT - (g_p + g_d) = 0,006 \text{ MN/ml/poutre}$$

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
perte			- ε	+ ε			
M _c (x)	0,000	0,000	0,271	0,271	0,464	0,580	0,619
e _{p1} (m)	-0,273	-0,341	-0,819	-0,817	-0,985	-0,998	-0,999
I _n (m ⁴)	0,389	0,389	0,313	0,313	0,310	0,307	0,306
Δσ _{rac} (MPa)	0,000	0,000	-3,738	-3,737	-7,797	-9,962	-10,673

Tableau VII.13 : Effet des compléments sur la 1^{ère} famille.

- Effet des compléments sur la 2^{ème} famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p2} \cdot \frac{E_p}{E \cdot b_{ij}}$$

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
perte			- ε	+ ε			
M _c (x)	0,000	0,000	0,271	0,271	0,464	0,580	0,619
e _{p2} (m)	/	/	/	0,349	-0,352	-0,767	-0,899
I _n (m ⁴)	/	/	/	0,313	0,310	0,307	0,306
Δσ _{rac} (MPa)	/	/	/	1,596	-2,785	-7,657	-9,605

Tableau VII.14 : Effet des compléments sur la 2^{ème} famille.

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
perte			- ε	+ ε			

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

$\Delta\sigma_{rac\ 1/1}$	11,226	11,884	30,786	30,776	38,287	36,926	36,173
$\Delta\sigma_{rac\ 2/2}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\Delta\sigma_{rac\ 2/1}$	/	/	/	3,063	24,789	41,470	47,687
$\Delta\sigma_{rac\ D/1}$	0,000	0,000	-6,620	-6,624	-15,203	-19,568	-20,997
$\Delta\sigma_{rac\ C/1}$	0,000	0,000	-3,738	-3,737	-7,797	-9,962	-10,673
$\Delta\sigma_{rac\ C/2}$	/	/	/	1,596	-2,785	-7,657	-9,605

Tableau VII.15 : Pertes par déformation instantanée.

- **Vérifications des contraintes au 28^{ème} jour :**

Les résultats sont dans le tableau suivant :

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
			- ϵ	+ ϵ			
perte							
$\Delta\sigma_f$	0,000	3,462	28,732	28,732	54,201	68,711	79,151
$\Delta\sigma_{pg}$	171,916	164,992	114,453	114,453	63,515	34,494	13,614
$\Delta\sigma_{prac}$	11,226	11,884	30,786	30,776	38,287	36,926	36,173
p_i	4,443	4,450	4,468	4,468	4,516	4,558	4,589
σ_{sup}	3,662	2,717	1,912	1,957	0,738	1,585	2,006
σ_{inf}	5,341	6,529	15,333	15,316	17,271	16,436	16,032
Câbles	0,775	0,707	0,333	0,333	0,171	0,160	0,160
$\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
$\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes au 28^{ème} jour.

IV.2. Pertes différées

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des armatures.
- Pertes par fluage du béton

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

IV.2.1. Pertes dues au retrait du béton

C'est un raccourcissement naturel due essentiellement à l'évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage ce qui engendre de légères déformations dans le béton.

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p$$

$$r_{(t_0)} = \frac{t_0}{t_0 + 9.r_m} \quad ; \quad r_m = \frac{\text{Aire de la section nette}}{\text{Perimetre de cette section}}$$

Le retrait total du béton $\varepsilon_r = 0,0003$; $E_p = 190000$ MPa ; t_0 : Le jour de la mise en tension.

position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
perle			- ε	+ ε			
Perimetre	P	5,725	5,725	6,280	6,280	6,280	6,280
	P+D	6,925	6,925	7,280	7,280	7,280	7,280
r_m (p) (cm)		17,587	17,587	9,130	9,050	9,050	9,050
r_m (p+d) (cm)		20,086	20,086	13,152	13,083	13,083	13,083
$r_{(t_0)}$ au 28ème j		0,150	0,150	0,254	0,256	0,256	0,256
$r_{(t_0)}$ au 63ème j		0,258	0,258	0,347	0,349	0,349	0,349
$(\Delta\sigma_p)_r$ 1F		48,432	48,432	42,514	42,418	42,418	42,418
$(\Delta\sigma_p)_r$ 2F		/	/	37,200	37,132	37,132	37,132

Tableau VII.17 : Pertes par retrait du béton.

IV.2.2. Pertes par relaxation des armatures

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

μ_0 : Coefficient pris :

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

	TBR	BR	RN
μ_0	0,43	0,35	0,3

On prend : \Rightarrow TBR $\rho_{1000} = 2,5 \%$ $\mu_0 = 0,43$ $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$

$$\mu = \sigma_{pi(x)} / f_{prg} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

$$\sigma_{pi} = \Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$\Delta\sigma_i$: Contrainte totale instantanée.

♦ 1^{ère} famille :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0} - (\Delta\sigma_{f_1} + \Delta\sigma_{g_1} + \Delta\sigma_{rac_{1/1}} + \Delta\sigma_{rac_{c/1}} + \Delta\sigma_{rac_{d/1}})$$

2^{ème} famille :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0} - \left(\Delta\sigma_{f_2} + \Delta\sigma_{g_2} + \Delta\sigma_{rac_{\frac{c}{2}}} + \Delta\sigma_{rac_{\frac{d}{2}}} \right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
	perte			- ϵ	+ ϵ			
1 F	$\sigma_{pi(x)}$	1256,86	1259,66	1276,39	1276,40	1307,00	1329,40	1342,73
	μ	0,676	0,677	0,686	0,686	0,703	0,715	0,722
	$\Delta\sigma_{pi(x)}$	46,327	46,715	49,057	49,059	53,460	56,778	58,791
2 F	$\sigma_{pi(x)}$	/	/	/	1253,53	1266,09	1284,65	1310,24
	μ	/	/	/	0,674	0,681	0,691	0,704
	$\Delta\sigma_{pi(x)}$	/	/	/	45,868	47,611	50,231	53,935

Tableau VII.18 : Pertes par relaxation des armatures.

IV.2.3. Pertes par fluage

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

Le (B.P.E.L) propose une formule simplifiée pour le calcul de ces pertes :

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{fluage}} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}}$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est en fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est obtenue à la mise en précontrainte.

♦ 1^{ère} famille (28 j) :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^P}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

♦ 2^{ème} famille (63 j) :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^P}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_o} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

En appliquant les formules précédentes, on trouve les résultats dans le tableau VII.19 :

	position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
		perte		- ε	+ ε			
1F	($\Delta\sigma_p$)	41,34	44,95	108,73	110,15	147,71	152,20	153,60
	flu							
2F	($\Delta\sigma_p$)	/	/	/	65,96	127,84	212,64	249,52
	flu							

Tableau VII.19 : Pertes par fluage.

IV.3. Représentations des résultats finaux

$$\Delta\sigma_{inst} = (\Delta\sigma_p)_{frott} + (\Delta\sigma_p)_g + (\Delta\sigma_p)_{rac}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = (\Delta\sigma_p)_r + \frac{5}{6} (\Delta\sigma_p)_p + (\Delta\sigma_p)_{flu}$$

Les résultats finaux des pertes sont représentées dans le tableau suivant :

position	-0,5	0	3,625	7,25	10,875	14,500
----------	------	---	-------	------	--------	--------

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

	perte			- ε	+ ε			
1F	$\Delta\sigma_{ins}$	183,14	180,34	163,61	166,66	157,79	152,07	144,95
	$\Delta\sigma_{diff}$	128,38	132,31	192,12	193,45	234,68	241,93	245,02
	$\Delta\sigma_{Tot}$	311,52	312,65	355,73	360,12	392,47	394,00	389,97
	$\Delta\sigma_{Tot\%}$	21,63	21,71	24,70	25,01	27,25	27,36	27,08
2F	$\Delta\sigma_{ins}$	/	/	/	183,41	149,12	113,88	82,07
	$\Delta\sigma_{diff}$	/	/	/	141,31	204,65	291,63	331,60
	$\Delta\sigma_{Tot}$	/	/	/	324,72	353,77	405,51	413,68
	$\Delta\sigma_{Tot\%}$	/	/	/	22,55	24,57	28,16	28,73

Tableau VII.20 : Récapitulatif des pertes de tension totales par famille.

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :

	position	-0,5	0	3,625		7,25	10,875	14,500
	perte			- ε	+ ε			
1 F	$\Delta\sigma_{Tot}$	311,52	312,65	355,73	342,42	373,12	399,76	401,82
2 F	$\Delta\sigma_{Tot\%}$	21,63	21,71	24,70	23,78	25,91	27,76	27,904

Tableau VII.21 : Valeurs des pertes totales.

• Conclusion :

On constate que le pourcentage maximum des pertes à long terme $x = 27,9\%$ ne dépasse pas celui des pertes estimées à (32%).

V. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Dans cette partie, nous allons vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne la plus sollicitée.

V.1. phases de construction

Phase 1 : Au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P_0 et consomment 50% des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_P = 128,938 \text{ MPa}$$

Phase 2 : Au 28^{ème} jour, les câbles de la 1^{ère} famille sont tirés à 100% de P_0 , ils consomment 100% des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_P = 128,938 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

Phase 3 : Au 35^{ème} jour, on coule la dalle et les entretoises, les câbles de la 1^{ère} famille vont consommer en plus des pertes instantanées des pertes différées, t étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100%

$$\Delta\sigma_P (1^{\text{ère}} \text{ famille}) = r (35- 28) \% \Delta\sigma_P^T = 0,07914 \times 245,016$$

$$\Delta\sigma_P = 19,390 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{D/1} = -20,997 \text{ MPa}$$

Phase 4 : Au 63^{ème} jour, après durcissement de la dalle, on tire les câbles de l'extrados à 100% de P₀, ces câbles consomment la totalité des pertes instantanées.

Les câbles de la 1^{ère} famille consomment r (63-35)% des pertes différées ; dans cette phase on prend en

$$\Delta\sigma_d (1^{\text{ère}} \text{ famille}) = r (63-35)\% \times \Delta\sigma_d^T = 0,192 \times 245,016$$

$$\Delta\sigma_d (1^{\text{ère}} \text{ famille}) = 47,071 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_d (2^{\text{ème}} \text{ famille}) = 91,679 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}}(2/1) = 47,687 \text{ MPa}$$

Phase 5 : Mise en place des éléments du tablier au 77^{ème} jour. Les câbles de la 1^{ère} famille et de la 2^{ème} famille consomment r (77-63)% des pertes différées.

$$\Delta\sigma_d (1^{\text{ère}} \text{ famille}) = r (77-63)\% \times \Delta\sigma_d^T = 0,1063 \times 245,016$$

$$\Delta\sigma_d (1^{\text{ère}} \text{ famille}) = 26,037 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}}(C/1) = -10,673 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_d (2^{\text{ème}} \text{ famille}) = r (77-63) \% \times \Delta\sigma_d^T = 0,1063 \times 331,601$$

$$\Delta\sigma_d (2^{\text{ème}} \text{ famille}) = 35,238 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}}(C/2) = -9,605 \text{ MPa}$$

Phase 6 : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes. La surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable (G+D240).

	Résistance du béton	contrainte admissible (MPa)
--	------------------------	-----------------------------

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

construction	phases	f_{cj}	f_{tj}	$\overline{\sigma}_{bt}$	$\overline{\sigma}_{bt}'$	$\overline{\sigma}_{bc}$	
	Ph ₁ (7j)	23,179	1,991	1,5f _{t7} = -2,99	0,7f _{t7} =-1,4	2/3 f _{c7} =15,5	
exploitation	Ph ₂ =ph ₃ =ph ₄ =ph ₅			1,5f _{t28} = -4,05	0,7f _{t28} =-1,9	2/3 f _{c28} =23,33	
	Ph ₆ (28j)			1,5f _{t28} = -4,05	0	0,6f _{c28} = 21	

Tableau VII.22 : Contrainte admissible selon BPEL.

V.2. justification des contraintes normales à ELS

On vérifie que la contrainte normale est comprise entre les contraintes limites : $\overline{\sigma}_{bt}$ et $\overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $P1 = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_{Pn} \cdot A_{PK}$ $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma(y) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$P2 = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_{Pn} \cdot A_{PK}$$

Phase 1 : Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_1(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1 + M_g}{I_n} y$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{P0} = 1440 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_P = 128,938 \text{ MPa} \end{array} \right.$ et $n = 2$ $e_0 = -0,691 \text{ m}$
 $k = 0,5$

$M_g = 1,573 \text{ MN.m}$ $P_1 = 2,2943 \text{ MN}$ d'où: $\sigma_1(v) = 3,989 \text{ MPa}$

$$\sigma_1(v') = 4,098 \text{ MPa}$$

$\sigma_1(v) = 3,989 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 15,453 \text{ MPa}$ (**Vérifiée**)

$\sigma_1(v') = 4,098 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 15,453 \text{ MPa}$ (**Vérifiée**)

Phase 2 : Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$\sigma(y) = \sigma_1(y) + \Delta\sigma_2(y)$

$$\Delta\sigma_1(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1}{I_n} y$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

D'où : $\Delta\sigma_2(v) = -1,984 \text{ MPa}$; $\sigma_2(v) = 2,006 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

$\Delta\sigma_2(v') = 11,934 \text{ MPa}$; $\sigma_2(v') = 16,032 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

Phase 3 : Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_3(\mathbf{y}) = \sigma_2(\mathbf{y}) + \Delta\sigma_3(\mathbf{y})$$

$P_1 = 0,004 \text{ MN}$ avec: $n = 2$ et $k = 0,5$; $M_{(gDalle)} = 0,983 \text{ MN.m}$

D'où : $\Delta\sigma_3(v) = 3,729 \text{ MPa}$; $\sigma_3(v) = 5,735 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_3(v') = 11,934 \text{ MPa}$; $\sigma_3(v') = 11,158 \text{ MPa}$

$\sigma_3(v) = 5,735 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

$\sigma_3(v') = 11,158 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

Phase 4 : Section résistante : Poutre + dalle et caractéristiques nettes

$$\sigma_4(\mathbf{y}) = \sigma_3(\mathbf{y}) + \Delta\sigma_4(\mathbf{y})$$

$p1^{(1ere\ famille)} = -0,255 \text{ MN}$

$p1^{(2eme\ famille)} = 2,344 \text{ MN}$

$$\Delta\sigma_4(\mathbf{y}) = \frac{P_{1(1^{ere}\ e_f)} + P_{1(2^{ime}\ e_f)}}{B_n} + \frac{P_{1(1^{ere}\ e_f)}e_1 + P_{1(2^{ime}\ e_f)}e_2}{I_n} \mathbf{y}$$

$\Delta\sigma_4(v) = 0,129 \text{ MPa}$; $\sigma_4(v) = 5,864 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

$\Delta\sigma_4(v') = 9,217 \text{ MPa}$; $\sigma_4(v') = 20,375 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

Phase 5 : Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$\sigma_5(\mathbf{y}) = \sigma_4(\mathbf{y}) + \Delta\sigma_5(\mathbf{y})$$

$$\Delta\sigma_5(\mathbf{y}) = \frac{P_{1(1^{ere}\ e_f)} + P_{1(2^{ime}\ e_f)}}{B_n} + \frac{P_{1(1^{ere}\ e_f)}e_1 + P_{1(2^{ime}\ e_f)}e_2 + M_c}{I_n}$$

$\Delta\sigma_5(v-0,2) = 0,691 \text{ MPa}$; $\sigma_5(v) = 6,555 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

$\Delta\sigma_5(v') = -2,597 \text{ MPa}$; $\sigma_5(v') = 17,778 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa}$ (Vérifiée)

$p1^{(1ere\ famille)} = -0,0413 \text{ MPa}$ avec : $M_c = 0,619 \text{ MN.m}$

$p1^{(2eme\ famille)} = -0,0118 \text{ MPa}$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

Phase 6: A vide : sous P_1 et M_{\min} , caractéristiques nettes.

$$\sigma_6(\mathbf{y}) = \sigma_5(\mathbf{y}) + \Delta\sigma_6(\mathbf{y})$$

$$p1^{(1^{\text{ere}} \text{ famille})} = -0,410 \text{ MN}$$

$$p1^{(2^{\text{eme}} \text{ famille})} = -0,398 \text{ MN}$$

$$\Delta\sigma_6(\mathbf{y}) = \frac{P_{1(1^{\text{ere}} \text{ e f})} + P_{1(2^{\text{eme}} \text{ e f})}}{B_n} + \frac{P_{1(1^{\text{ere}} \text{ e f})} e_1 + P_{1(2^{\text{eme}} \text{ e f})} e_2}{I_n} \mathbf{y}$$

$$\Delta\sigma_6(v-0,2) = 0,007 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_6(v) = 6,562 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\Delta\sigma_6(v') = -3,758 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_5(v') = 14,020 \text{ MPa} \leq 2/3f_{c28} = 23 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

V.3. justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort normal n'affaiblissent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissures d'âme, inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre. Les essais effectués sur des poutres en béton précontraint soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton :

1^{er} MODE : Par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_1^2$$

2^{ème} MODE : Par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

Avec :

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_x] = \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_2^2$$

σ : Contrainte normale longitudinale au C.DG

σ : Contrainte normale transversale.

: Contrainte normale transversale.

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

Avec : V_{red} : Effort tranchant réduit.

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

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

On résume toutes les caractéristiques des deux sections précédentes dans le tableau :

		B_n (m ²)	v'_n (m)	v_n (m)	$S(y)$ (m ³)	I_n (m ⁴)
τ_{sc}	poutre seul	0,890	0,750	0,750	0,169	0,168
	Poutre+dalle	1,028	0,867	0,863	0,225	0,258
σ_x	poutre seul	1,007	/	/	/	/
	Poutre+dalle	1,298	/	/	/	/

Tableau VII.23 : caractéristiques nettes de la poutre seule pour le calcul de σ_x et τ_x .

		B_n (m ²)	v'_n (m)	v_n (m)	$S(y)$ (m ³)	I_n (m ⁴)
τ_{sc}	poutre seul	0,907	0,750	0,750	0,170	0,170
	Poutre + dalle	1,045	0,864	0,866	0,227	0,262
σ_x	poutre seul	0,907	/	/	/	/
	Poutre + dalle	1,198	/	/	/	/

Tableau VII.24 : Caractéristiques homogènes de la poutre +dalle pour le calcul de σ .

• Calcul de τ_{sc}

$$P_1 = [1,02 \times \sigma_{p0} - 0,8 \times \Delta \sigma_{inst}] A_p \cdot K \cdot n$$

$$P_1 = 1,113 \text{ MN/cable}$$

$$P_2 = [0,98 \times \sigma_{p0} - 1,2 \times \Delta \sigma_{inst}] A_p \cdot K \cdot n$$

$$P_2 = 1,004 \text{ MN/cable}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_n \times b_n} \quad \text{Avec : } \begin{cases} V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i \\ V_{ser} = \frac{GP}{2} \end{cases} \quad \sigma_1(x) = \frac{\Delta P_1 (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2)}{B_n}$$

$$\text{on a } \begin{cases} f_{t7} = 1,991 \text{ MPA} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPA} \end{cases} \quad \text{Si } \begin{cases} \sigma_x \leq 0,4 f_{tj} \Rightarrow \bar{\tau} = \bar{\tau}_1 \\ \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \end{cases}$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

De la même manière, on fait le calcul pour chaque phase sous P1 et sous P2.

Les résultats des différentes phases sont regroupés dans le tableau suivant :

Phase	1	2	3	4	5	6	
						A vide	En charge
$\Delta V_{ser}(MN)$	0,251	0,000	0,140	0,000	0,088	0,000	0,392
$r_{(t_0)}$	/	/	0,042	0,134	0,072	/	/
$p_1 (MN)$	1,113	1,113	-0,008	-0,024	-0,013	-0,044	0,000
$P_2 (MN)$	1,004	1,004	-0,011	-0,036	-0,019	-0,066	0,000
$\Delta P_i (MN)$	1,113	1,113	0,011	0,036	0,019	0,066	0,000
$V_{red1} (MN)$	-0,039	-0,290	0,142	0,006	0,092	0,012	0,392
$V_{red2} (MN)$	-0,011	-0,262	0,143	0,009	0,093	0,017	0,392
$\Delta V_{red} (MN)$	0,039	0,290	0,143	0,009	0,093	0,017	0,392
$\Delta \tau (MPa)$	/	0,521	0,257	0,015	0,145	0,027	0,606
$\tau (MPa)$	-0,076	0,445	0,703	0,717	0,862	0,889	1,495
$\Delta \sigma_x (MPa)$	/	1,696	0,017	0,055	0,029	0,101	0,000
$\sigma_x (MPa)$	1,696	3,393	3,410	3,464	3,494	3,595	3,595
$\tau^2 (MPa)^2$	0,006	0,198	0,494	0,514	0,744	0,791	2,235
$(\tau_1^2) (\overline{MPa})^2$	2,486	5,359	5,371	5,410	5,431	5,504	5,504
conclusion	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau VII.25 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

VI.1. Armatures de peau

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

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

$$A_{s,\min} = 18,84 \text{ cm}^2 \geq \max$$

$$A_{s,\max} = 291,74 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit : 8T16 : au niveau talon inf et latéral}$$

$$17\text{T12}+12\text{T12} : \text{ au niveau de l'âme et nappe sup}$$

VI.1.1. Armatures transversales de peau

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm² d'acier (soit 1 cadre T12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

VI.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

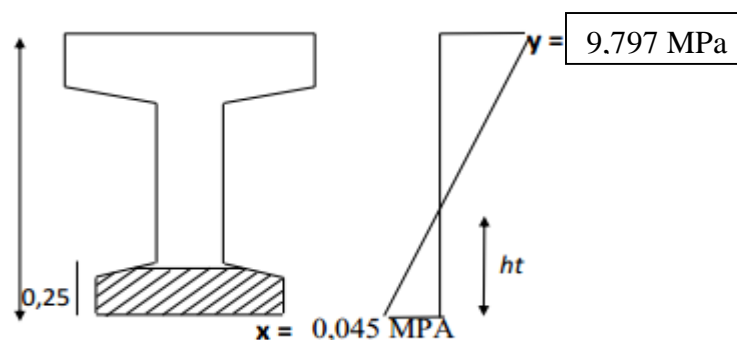
Avec :

B : Air du béton tendu

N_b : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t

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

f_e : La limite élastique des armatures utilisées ; f_e = 500MPa



$$h_t = 0,01 \text{ m} \quad ; \quad B_t = 0,00 \text{ m}^2 \quad N_{bt} = \frac{1}{2} \sigma_{bt} B_t = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_s = 0,15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{donc on prend : 8 T 20} \quad ; \quad A_s = 25,12 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Étude de la Précontrainte

Minimum d'armatures transversales

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_n 1,15} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

Avec: $S_t \leq \min (0,8 h ; 3.b_0 ; 1\text{m}) = 1\text{m}$

On fixe: $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ d'où: $S_t \leq 0,31 \text{ m}$ On prend $s_t = 15 \text{ cm}$

Chapitre VIII :

Etude de tablier

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

I. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé qui est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement) et les surcharges à transmettre aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts.

II. ETUDE DE LA DALLE

II.1. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm.
- Largeur : 9,76 m.
- Longueur : le long de l'ouvrage.

II.2. Évaluation des sollicitations

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte.

Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après par le ROBO 2014 et on a pris la valeur maximum.

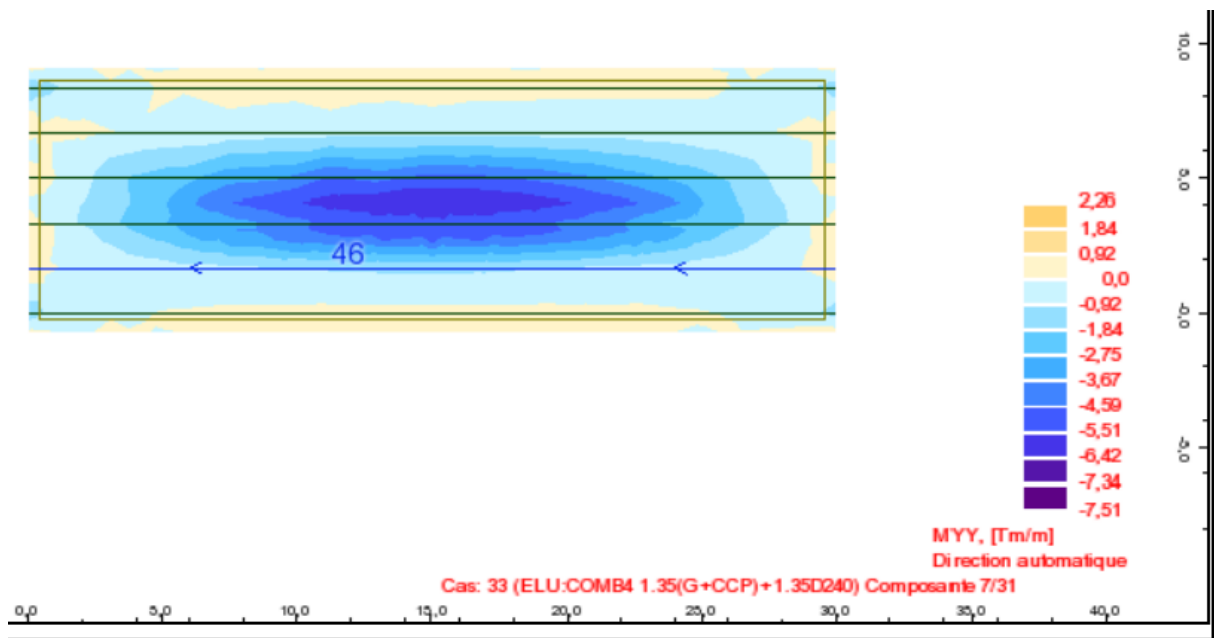


Figure VIII.1 : Exemple du moment longitudinal maximum.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

II.2.1. Etude des moments fléchissant

Après avoir étudié chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donnés dans le tableau :

- **xx(+)** et **yy(+)** (nappe supérieure sens x et y respectivement).
- **xx (-)** et **yy(-)** (nappe inférieure sens x et y respectivement).

	M_{xx}ELU		M_{xx}ELS	
	M _{xx} (+)(t.m/ml)	M _{xx} (-)(t.m/ml)	M _{xx} (+)(t.m/ml)	M _{xx} (-)(t.m/ml)
A (I) 2 v	0,39	2.09	0.29	1.56
(Bc) 2v	0,45	3.09	0.33	2.31
MC120	0,56	3.75	0.42	2.78
D240	0,83	4.09	0.62	3.03

	M_{xx}max(+) (t .m/ml)	M_{xx}max(-) (t .m/ml)
ELU	0.83	4.09
ELS	0.62	3.03

Tableau VIII.1 : récapitulatif des résultats moment MXX.

	M_{yy}ELU		M_{yy}ELS	
	M _{yy} (+) (t.m/ml)	M _{yy} (-) (t.m/ml)	M _{yy} (+) (t.m/ml)	M _{yy} (-) (t.m/ml)
(A (I) 2 v	1.19	1.59	0.89	1.2
(Bc) 2v	1.74	3.69	1.29	2.77
MC120	2.21	3.43	1.64	2.54
D240	2.26	7.51	1.67	5.57

	M_{yy} max(+) (t .m/ml)	M_{yy} max(-) (t .m/ml)
ELU	2.26	7.51
ELS	1.67	5.57

Tableau VIII.2 : récapitulatif des résultats moment Myy.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

	M _{ELU} (t.m/ml)	M _{ELS} (t.m/ml)	V _U (t/ml)
xx(+)	0.83	0.62	4.35
xx(-)	4.09	3.03	5.03
yy(+)	2.26	1.67	9.36
yy(-)	7.51	5.57	6.55

Tableau VIII.3 : Sollicitation à l'ELU, ELS.

II.3. Ferrailage de la dalle

- **En travée : sens longitudinal**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{MPa} ; f_{c28} = 30$$

$$b = 1,67 \text{m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m} \quad \mu_r = 0,392 ; M = 4,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{0,0409}{(0,18)^2 \times 1,67 \times 17} = 0,044 < 0,392 \rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,056$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s} = \frac{0,0409}{0,175 \times 434,78} = 0,00053 \text{ m}^2 = 5,3 \text{ cm}^2$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	$4,09 \times 10^{-2}$	$7,51 \times 10^{-2}$
μ	0,044	0,082
α	0,056	0,107
Z (m)	0,175	0,172
A_s(cm²)	5,3	10,04

Tableau VIII.4 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU.

- **En appui :**

$$\mu < \mu_l \rightarrow \text{Pas d'armature comprimée}$$

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	$0,83 \times 10^{-2}$	$2,26 \times 10^{-2}$
μ	0,009	0,024
α	0,011	0,0304
Z (m)	0,179	0,177
A_s (cm²)	1,07	2,9

Tableau VIII.5 : Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU.

	section	espacement	A max (cm ²)
xx(+) (nappe sup)	T 12	15	7.92
xx(-) (nappe inf)	T 14	15	10.78
yy(+) (nappe sup)	T 14	15	10.78
yy(-) (nappe inf)	T 20	15	21.99

Tableau VIII.6 : Résultat de calcul de la section d'acier à l'ELU.

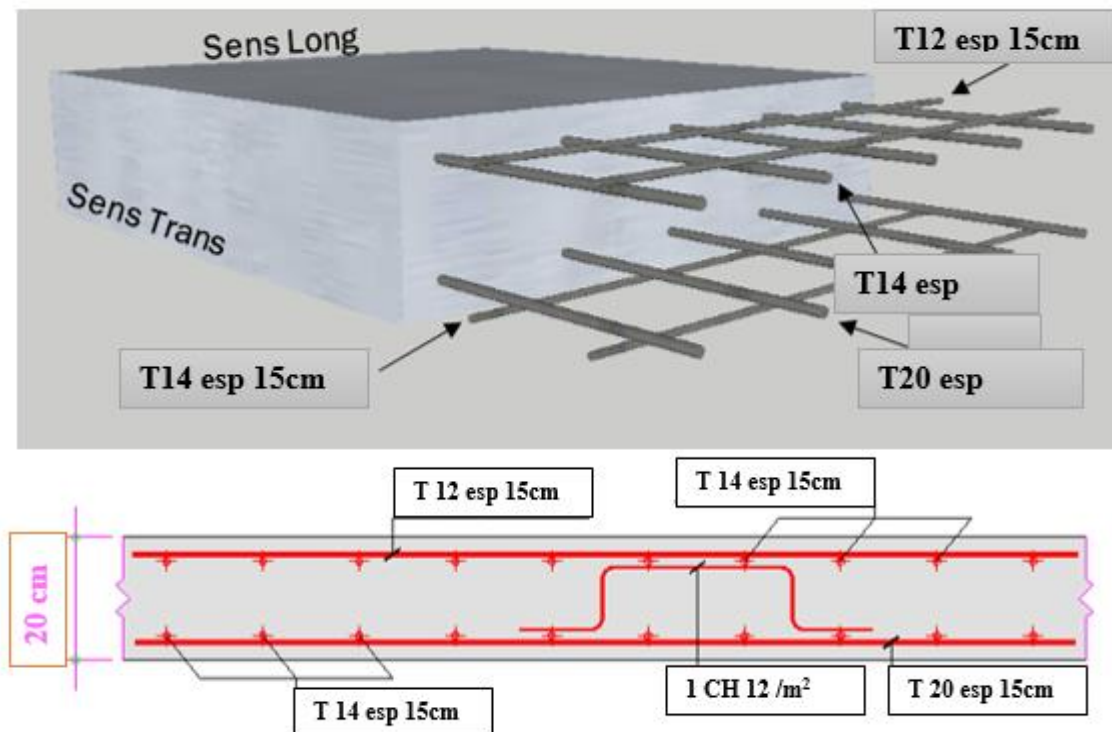


Figure VIII.2 : ferrailage de la dalle.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

II.4. Résistance aux efforts tranchants

- Effort tranchant transversal

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad ; \quad \tau_u = \frac{0,0435}{0,18 \times 1,67} = 0,15 \text{ MPa}$$

	τ_u (MPa)	$\tau_u < 0,07 f_{cj} / \gamma_b$	
xx(+) (nappe sup)	0,15	1.40	Ok
xx(-) (nappe inf)	0,17	1.40	Ok
yy(+) (nappe sup)	0,31	1.40	Ok
yy(-) (nappe inf)	0,22	1.40	Ok

Tableau VIII.7 : Résultat de calcul de la contrainte tangente à l'ELU.

	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
xx(+) (nappe sup)	1.470	17	49.85	250
xx(-) (nappe inf)	6.444	17	181.71	250
yy(+) (nappe sup)	3.552	17	100.15	250
yy(-) (nappe inf)	9.445	17	170.53	250

Tableau VIII.8 : Résultat de calcul de la contrainte à l'ELS.

- Tableau récapitulatif :

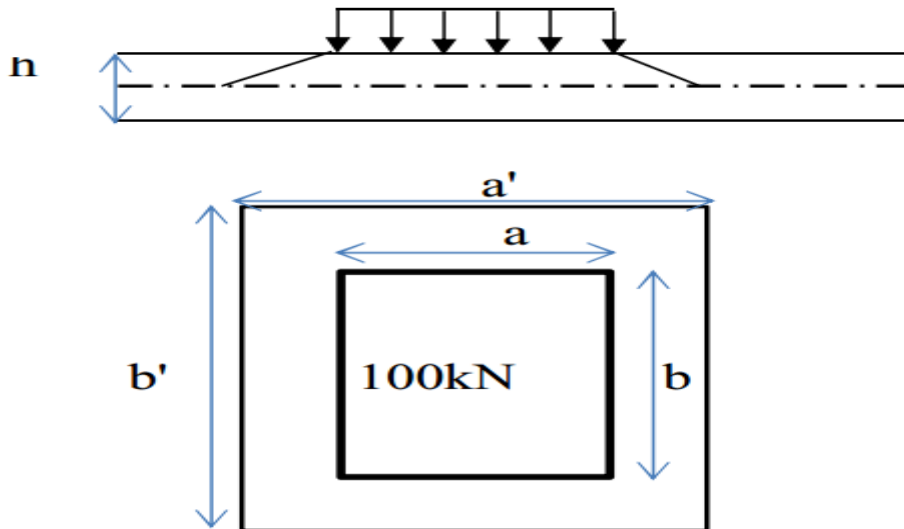
nappe inferieure	xx(-)	T 14	e=15 cm
	yy(-)	T 20	e=15 cm
nappe supérieure	xx(+)	T 12	e=15 cm
	yy(+)	T 14	e=15 cm

Tableau VIII.9 : récapitulatif des résultats.

II.5. Vérification du poinçonnement

En général le cas de charge le plus défavorable pour vérifier le risque du poinçonnement est bien le système de la roue isolé Br où la valeur de la charge est égale à 10 tonnes.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier



Pour éviter le risque de poinçonnement il faut respecter conformément à l'article (A5, 2,4 du BAEL 91) la condition suivante :

$$Q_{br} \leq Q = \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Charge 100 KN

La roue $a = 0.3 \text{ m}$; $b = 0.6 \text{ m}$; $h = 0.2 \text{ m}$

Périmètre de la surface moyenne de la diffusion

$$U_c = 2(a'+b') = 2 \times (a+b+2h) = 2.60 \text{ m}$$

$$Q_{br \text{ ELU}} = 160.00 \text{ KN} < 468.00 \text{ KN} \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

III. ETUDE DE L'ENTRETOISE

V\u00e9rification au cas de verinage de tablier :

Le dimensionnement de l'entretoise dans ce cas est fait en flexion simple au les appuis repr\u00e9sente les dispositions des v\u00e9rins de levage de tablier au cas de l'entretien des appareils d'appuis.

Poids d'une trav\u00e9e : $P = 570.66 \text{ t}$

Poids d'entretoise : $p_1 = 10.7 \text{ t}$

- **Charges concentr\u00e9es :**

$$q = (P - P_1) / 2.n_{\text{poutres}} = 46.663 \text{ t}$$

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

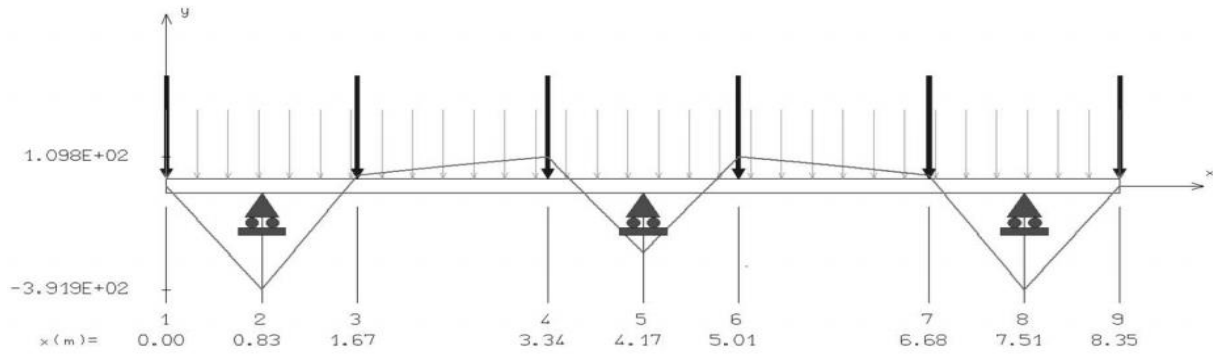
- **Charge uniformément répartie:**

$$q = P1 / (2.l') = 0.641 \text{ t/ml}$$

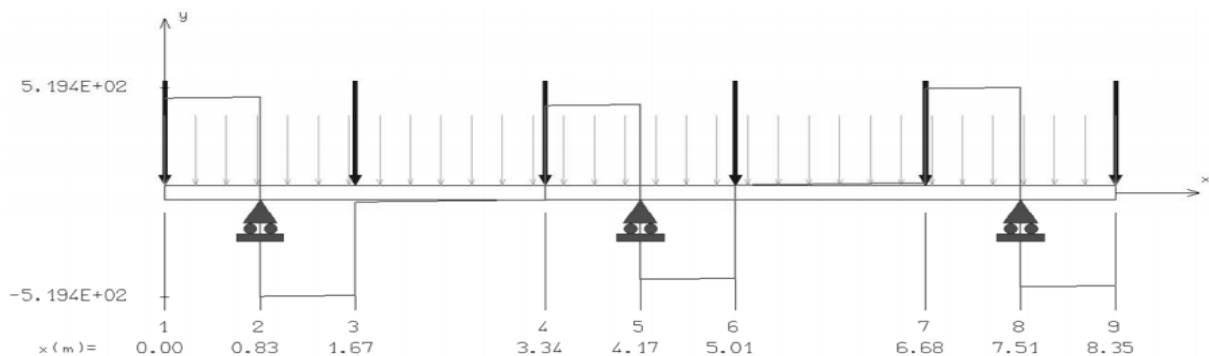
$$L' = 8.35 \text{ m.}$$

- Moments fléchissant (KN.N)

-



- Effort tranchant (KN)



III.1. Ferrailage de l'entretoise

Les résultats sont obtenus par le logiciel RDM

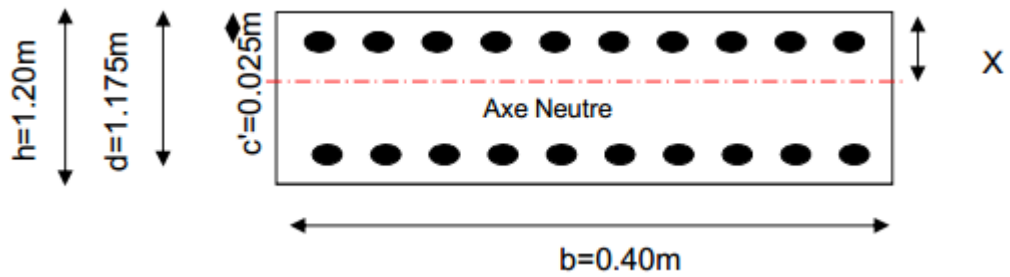
- Moments max sur appuis : $M = 39.19 \text{ t.m}$
- Moment max en travée : $M = 10.98 \text{ t.m}$

III.1.1. Ferrailage de l'entretoise sur appuis

Le ferrailage se fait en flexion simple

- $M_s = 39.190 \text{ t.m}$
- $M_u = 52,907 \text{ t.m}$

CHAPITRE VIII : Etude du tablier



- Calcul de la section d'acier en flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,0529}{0,4 \times 1,175^2 \times 17} = 0,056 < 0,186$$

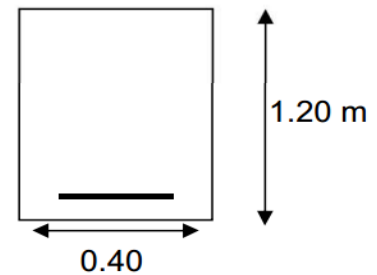
$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,073$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,14 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = 10,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5,19 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_{cnf}) = 10,67 \text{ cm}^2$$



Pour la nappe supérieure on prend 1 nappe 4 T 25

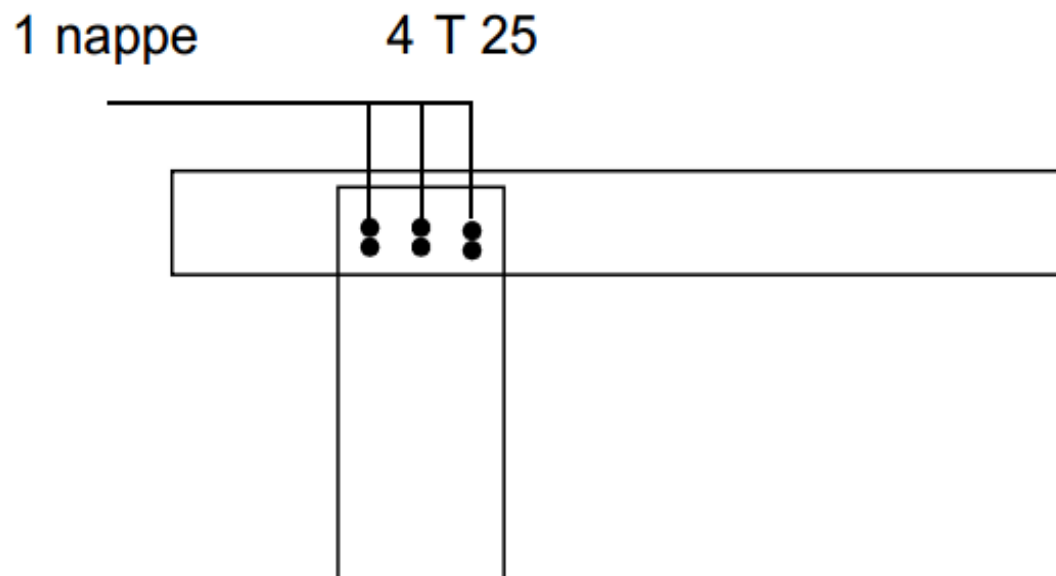


Figure VIII.3 : ferrailage de l'entretoise (nappe sup).

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

III.1.2. Ferrailage de l'entretoise en travée

Le ferrailage se fait en flexion simple

$$M_s = 10.980 \text{ tm} \quad ; \quad M_u = 14,823 \text{ tm}$$

- Calcul de la section d'acier en flexion simple

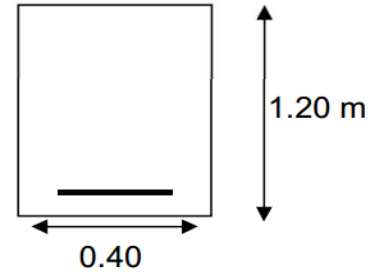
$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0,16 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,020$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,17 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5,19 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A = \text{Max} (A_u, A_{cnf}) = 5,19 \text{ cm}^2.$$



Pour la nappe inferieur on prend 1 nappe 4 T 16

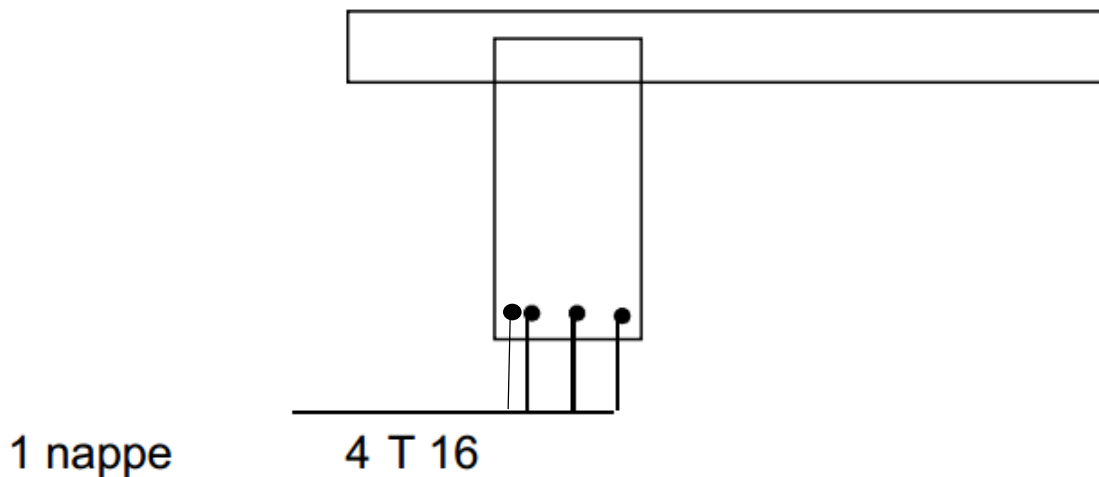


Figure VIII.4 : ferrailage de l'entretoise (nappe inf).

III.1.3. Ferrailage transversal d'entretoise

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V = 51,94 \text{ t} \quad ; \quad V_u = 70,12 \text{ t}$$

$$\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \times d} = 149,19 \text{ t/m}^2 = 1,4919 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} = 30 \text{ MPa}$

La contrainte tangente limite : $\bar{\tau}_u \leq \min [0,15 \frac{f_{cl}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}]$

$f_{cj} = 30 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$ en situation durable

$$\bar{\tau}_u < \min (3.00\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) \implies \tau_u = 3.00\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- Calcul de la section d'armature:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$\gamma_s = 1.15$ cas de combinaisons fondamentales

$f_{ij} = 2.40 \text{ MPa}$; $K = 0$ reprise de bétonnage. ; $\alpha = 90^\circ$ inclinaison des armatures.

$f_e = 500\text{MPa}$. ; $b_0 = 0.40 \text{ m}$; $S_t = 15\text{cm}$; $A_t = 2,29 \text{ cm}^2$

1 cadre $S_t = 15\text{cm}$

$A_t = 3.36\text{cm}^2/\text{ml}$

- Calcul de la section d'armature minimale:

$$A_0 \geq \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

$A_{\min} > 0,48 \text{ cm}^2$ 1 cadre $S_t = 15\text{cm}$; $A_t = 3.36\text{cm}^2/\text{ml}$

- Calcul de la section d'armature de répartition:

$A_r = A_s/3$; $A_r = 6.54 \text{ cm}^2$; $A = \max (A_r A_t A_{\min}) = 16.01\text{cm}^2$

Pour le ferrailage transversal en prend des cadres: T 16 e: 15cm.

IV. LES EQUIPEMENTS DU TABLIER

IV.1. Introduction

Les équipements du tablier ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans cette partie, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

IV.2. Etude de l'appareil d'appui

Le tablier de pont repose sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

IV.2.1. Choix de l'appareil d'appui

Dans ce projet, l'appareil d'appui utilisé est celle en élastomère fretté. Ce type d'appareils d'appuis est le plus utilisé dans les ouvrages en béton parce qu'ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, il est facile à contrôler, ils exigent aucun entretien et leur coût est relativement modéré.

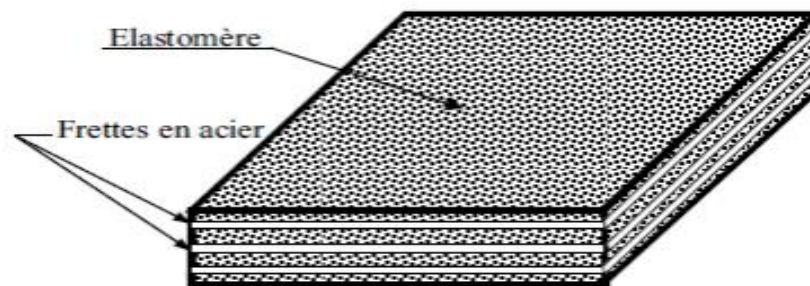


Schéma d'un appareil d'appui en élastomère fretté (en coupe).



Figure VIII.5 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

IV.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

IV.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA]

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 1300 KN

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = 15 Mpa

$$a \times b > \frac{1300000}{15} \quad ; \quad a \times b = 866,66 \text{ cm}^2$$

On prendra : $a = 400 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ mm}$

IV.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère T

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

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad ; \quad 40 < T < 80 \quad ; \quad \text{On prend } T = 60 \text{ mm}$$

$$T = n \cdot t \quad \text{et} \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$n = \frac{T}{t} = 5 \text{ nombre de feuillets}$$

IV.2.2.3. Epaisseur des frettes

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

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

Avec :

σ_e : Limite élastique des frettes = 2150 Kg /cm²

$$\beta: \text{Coefficient de forme} \quad ; \quad \beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = 7.14$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b} = 108,33 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{108,33 \times 40}{2150 \times 7.14} \geq 0,28 \text{ cm} = 2,8 \text{ mm}$$

On prend : $e = 3 \text{ mm}$, donc la désignation de l'appareil d'appui est : 400x 300x5 (12+3)

IV.2.3. Répartition des efforts sur les appareils d'appuis

IV.2.3.1. Répartition des efforts horizontaux

- **Dues aux charges dynamiques**

Les efforts agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis. Soit :

H : l'effort horizontal. ; Ki : la rigidité de l'appui.

a. Freinage

Le freinage la plus défavorable est celui de Bc : HF=30t.

b. vent

HV= f.g.h.L Avec : $F = \frac{1}{2}$ en phase de chantier. ; $F = \frac{2}{3}$ pour Le reste.

g : pression de vent =0.2 t/m². ; h : la hauteur de tablier = 1.70m.

L : la longueur de tablier = 30 m.

$$H_V = \frac{0,2 \times 1,70 \times 30}{2} = 5,1 \text{ t. en phase de chantier}$$

$$H_V = \frac{2 \times 0,2 \times 1,70 \times 30}{3} = 6,8 \text{ t. pour le reste}$$

c. séisme

L'effort sismique est par la formule suivante :

Effort horizontal : H_s= 20%G

Effort vertical : H_v = ±0.06G

Avec : G: Poids total du tablier = 570.66 t

$$H_s = 114,132 \text{ t. ; } H_v = 34,24 \text{ t.}$$

- **Variation linéaire du tablier**

Elle est due essentiellement au retrait, fluage et la température.

a. retraits

$$\epsilon_{rt} = 2 \times 10^{-4}$$

$$L = 3 \times 30 = 90 \text{ m}$$

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

- $\Delta r = \frac{\varepsilon_{rt}}{(L/3)} = 0,006 \text{ m}$

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée.

$$\Delta L_r = 0.4 \times 0.006 = 0.0024 \text{ m}$$

b. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage du béton sont en fonction des contraintes normales appliquées pour première approximation

- $\frac{\Delta fl}{(L/3)} = Kfl$

- Kfl: coefficient de fluage à t=0 variant de 2×10^{-4} à 3×10^{-4} .

On prend $kfl = 3 \times 10^{-4}$; $\Delta fl = 3 \times 10^{-4} \times 30 = 0,009 \text{ m}$

On suppose que 30% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres

$$\Delta LF = 0,7 \times 0,009 = 0,0063 \text{ m}$$

c. températures

- **Longue durée :** $\varepsilon_T = 3 \times 10^{-4}$

$$\Delta T = 3 \times 10^{-4} \times 30 = 0,009 \text{ m}$$

- **Courte durée :** $\varepsilon_T = 2 \times 10^{-4}$

$$\Delta T = 2 \times 10^{-4} \times 30 = 0,006 \text{ m}$$

- **Chargement dynamique**

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage. Il est donc primordial de les prendre en compte le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiée
K_x et K_y	$\frac{A G_b}{T_e}$	$\frac{A G_b}{T_e}$
K_z	$\left[\sum \frac{t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 * G_b * S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$	∞
K_{θ} rectangulaire	$Gb \frac{a'^5 b'}{n * t_i^3 * K_s}$	0
K_{θ} circulaire	$Gb \frac{\pi * D'^6}{512 * n * t_i^3}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

Tableau VIII.10 : Les raideurs des appareils d'appuis.

Pour notre cas on prend les formules simplifiées :

K : la rigidité.

G : module de cisaillement.

A : surface de l'élastomère.

T : épaisseur de l'élastomère.

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T} \quad ; \quad G = 120 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad A = 0,12 \text{ m}^2 \quad ; \quad T = 0,06 \text{ m.}$$

$$K_x = K_y = 2400 \text{ KN/m.}$$

IV.2.4. Vérification des contraintes

IV.2.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement

a. Sollicitation sous charge verticale :

σ_{moy} : Contrainte de compression sous N_{max}

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = 10,833 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

τ : Contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage

$$\tau = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} < 2,8 \text{ MPa} \quad ; \quad \beta = 7,14.$$

$$\tau = 2,7 < 2,8 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou un effort horizontal Sous un déplacement lent (déformation lente) :

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

$$\tau_H = \frac{G\mu}{T} < 0,5 \text{ G} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0,15 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition de non glissement**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N \min}{a \times b} \quad ; \quad \sigma_{\min} = 3,7 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$H < f \times N$$

$$H \text{ est l'effort horizontal (effort de freinage) } \quad ; \quad H_{Bc} = 0,3 \text{ MN}$$

$$N: \text{ L'effort de compression vertical } \quad ; \quad N = 130 \text{ t}$$

$$f: \text{ est le coefficient de frottement } \quad ; \quad f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,26 \quad ; \quad H = 0,3 \text{ MN} < f \times N = 0,33 \text{ MN} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de non flambement**

On doit vérifier cette condition

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad ; \quad 40 \text{ mm} < 60 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures d'éclatement sont constituées par des nappes de frettage disposé au droit des appareils d'appuis des vérins. La section totale de frettage doit reprendre un effort de:

$$0,04 \text{ N max} = 0,04 \times 1300 \text{ KN} = 52 \text{ KN}$$

L'aire de la nappe est donc :

$$S = \frac{0,04 \text{ N max}}{\bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 28}\right) = 226,66 \text{ Mpa.}$$

$$S = \frac{0,052}{266,66} = 1,95 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend } 5\text{HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

IV.3. Joint de chaussée

IV.3.1. Introduction

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers. Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

a. Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.

Absence de bruits de vibrations.

b. Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

c. Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

d. Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

Le joint utilise dans notre cas est un joint lourd de type **H 25**, il comprend : Une succession de couples d'éléments métalliques comportant chacun une platine et une remontée matérialisant l'arête de la zone a équipe, suivant une trace en plan en forme de w. les deux

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

éléments sont disposés face à face avec un décalage d'une demi-dent afin de constituer un joint « a peigne ». Leur longueur maximale est de 1m.



Figure VIII.6 : Joint de la chaussée.

IV.3.2. des joints

Calcul

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement dû au freinage.
- Déplacement dû aux variations linéaires plus déplacement dû au séisme, déplacement horizontaux dus à la variation du tablier.

On doit vérifier que:

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} < W \quad \text{et} \quad \Delta L_T + \Delta_{\text{séisme}} < 1,3W$$

Avec W: Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta L_T = \Delta L_r + \Delta_{fl} + \Delta_T = 0,024 + 0,0063 + 0,009 = 0,0177 \text{ m} = 1,17 \text{ cm}$$

a. Déplacement dû au freinage

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T.H}{G.A} \quad ; \quad H = \frac{F}{n} = \frac{300}{8} = 37,5 \text{ KN}$$

n : nombre des appareil Appui ; F=30tonnes (chap V).

G : module de déformation transversale (G = 0.8 MPa).

A : Aire de l'appareil d'appui (A = 0.12 m²) ; T : Hauteur nette de l'élastomère (T = 0.060m).

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0,06 \times 0,0375}{0,8 \times 0,4 \times 0,3} = 0,0234 \text{ m} = 2,23 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} = 1,17 + 2,23 = 3,4 \text{ cm} < W=10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Déplacement dû au séisme :

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T.H}{G.A} = \frac{0,06 \times 11,4}{0,8 \times 0,4 \times 0,3} = 7,125 \text{ cm}$$

H : effort sismique ;

$$H = 20\% G. \quad (G : \text{poids de tablier} = 570,66 \text{ t}).$$

$$\Delta L_T = 0,024 + 0,0063 + 0,009 = 0,0177 \text{ m} = 1,17 \text{ cm}$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{séisme}} = 7,125 + 1,17 = 8,29 \text{ cm} < 1,3W = 13 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Conclusion

Les deux conditions sont vérifiées donc le choix est bien vérifié.

Puisque on a un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique on va disposer les joints de chaussée sur les extrémités du pont.

IV.4. Autres équipements du tablier

IV.4.1. Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armateurs passifs et actifs vis-à-vis d'une corrosion accélérée, et est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Cette équipement joue un rôle très important a cause de sa fonction.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes :

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- La durabilité.

Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.

IV.4.2. Revêtements du tablier

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonne, caractéristique, antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapé d'enrobés tel que l'épaisseur varie entre 5 et 10 cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

IV.4.3. Corniches

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche est esthétique et aussi d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place ;
- Les corniches en béton préfabriqué ;
- Les corniches métalliques.

Dans notre projet on prendra une corniche en béton préfabriqué de 75 cm de largeur et 50 cm de hauteur et 12 cm d'épaisseurs.



Figure VIII.7 : corniche.

IV.4.4. Garde-corps

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi an point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines, les garde-corps sont renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légères dans des conditions relativement favorables.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

Ils sont classés en trois catégories les suivantes :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0.95 + 0.005 \cdot H \pm 0.05 \text{ m.}$$

Avec un maximum de 1.20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eaux franchies par l'ouvrage. Dans notre projet : $H = 7,5\text{m}$.

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1,03 m.

On prend la hauteur de garde-corps 1.10m.



Figure VIII.8 : garde-corps.

IV.4.5. Glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminué les conséquences des accédant de la route, Telle Qu'elles aident les véhicules pour le freinage.

Elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes mais seuls pour les véhicules légers et de vitesse inférieure à 60km/h.

Elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- Les glissières rigides.

- Les glissières souples.
- Les glissières élastiques.

Dans notre projet on prendra les glissières souples.



IV.5. **Figure VIII.9 : Glissières de sécurité.**

Evacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée puis évacuées par **des gargouilles** quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée. La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante

Dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée Courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de **gargouilles** implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante. Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

CHAPITRE IX :

Etude de

l'infrastructure

INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étude très importante de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations consiste une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

Partie I : La culée

I. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit assurer les fonctions mécaniques et techniques.

I.1. Choix du type de culée

Pour un meilleur choix de culée, il faut une connaissance sur les contraintes naturelles et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage et le mode de construction du tablier. Il existe deux types de culée :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

I.2. Pré-dimensionnement de la culée

La culée qui est prise en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale.

D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur moyenne de la culée est de 4,50 m.

➤ **Mur garde grève (5) :**

La hauteur : $H = 2,40$ m

L'épaisseur : $e \geq \text{Max}(0,3\text{m} ; H/8) = (0,23, 0,3)$ m

On opte $e = 0,30$ m.

➤ **Mur en retour (1), (2) et (3) :**

L'épaisseur compris entre 30 cm et 60 cm. ; En fixe $e = 50$ cm.

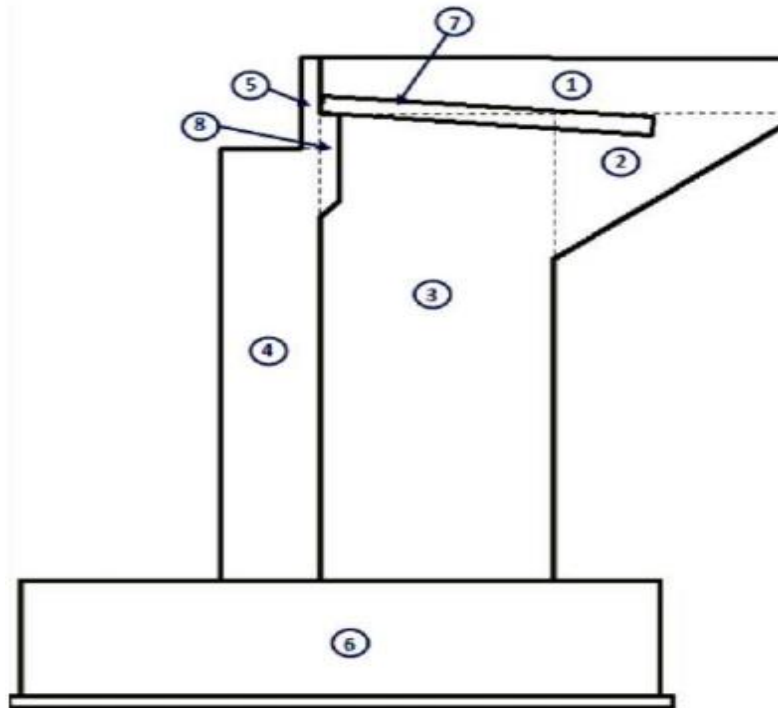


Figure IX.1 : Décomposition de la culée.

- **La dalle de transition (7) :**

Longueur L : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0,6H)]$

Avec H_{moy} : hauteur de remblai $H = 4,5 \text{ m}$.

On prend : $L = 4 \text{ m}$.

Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de 30 cm.

- **Mur frontal (4) :**

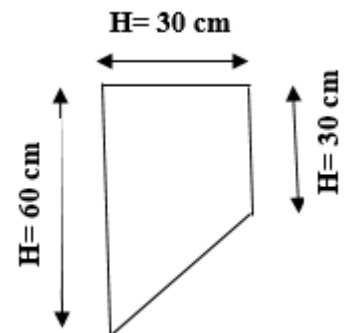
C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

La longueur du sommier $L = \text{largeur de pont } 9,76 \text{ m}$.

Largeur $l = 1,40 \text{ m}$.

Hauteur $h_{\text{moy}} = 1 \text{ m}$.

- **Corbeau (8) :** Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.



Hauteur : $H = 0,6 \text{ m.}$; Hauteur : $h = 0,3 \text{ m.}$

Epaisseur : $e_c = 0,3 \text{ m.}$

➤ **La semelle de liaison (6) :**

L'épaisseur de la semelle $h \geq (l/2) - (b/4)$

l et b étant respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du mur frontal

Le cas le plus défavorable est donné à l'ELS d'après le document SETRA PP73 APPUIS DES TABLIERS, suite auquel nous proposons les dimensions suivantes :

L'épaisseur de la semelle : $e = 1,50 \text{ m}$

La largeur de la semelle : $La = 5,6 \text{ m}$

La longueur de la semelle : $L = 12,00 \text{ m}$

Béton de propriété : $Bp = 0,10 \text{ m.}$

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre $\Phi = 1,2 \text{ m}$ (FONDATION PROFONDE).

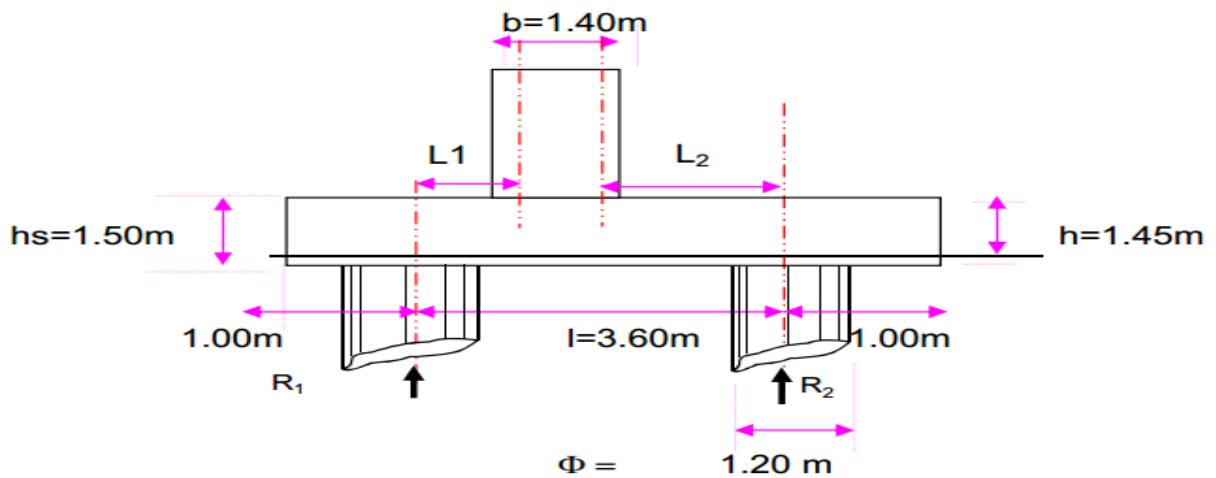
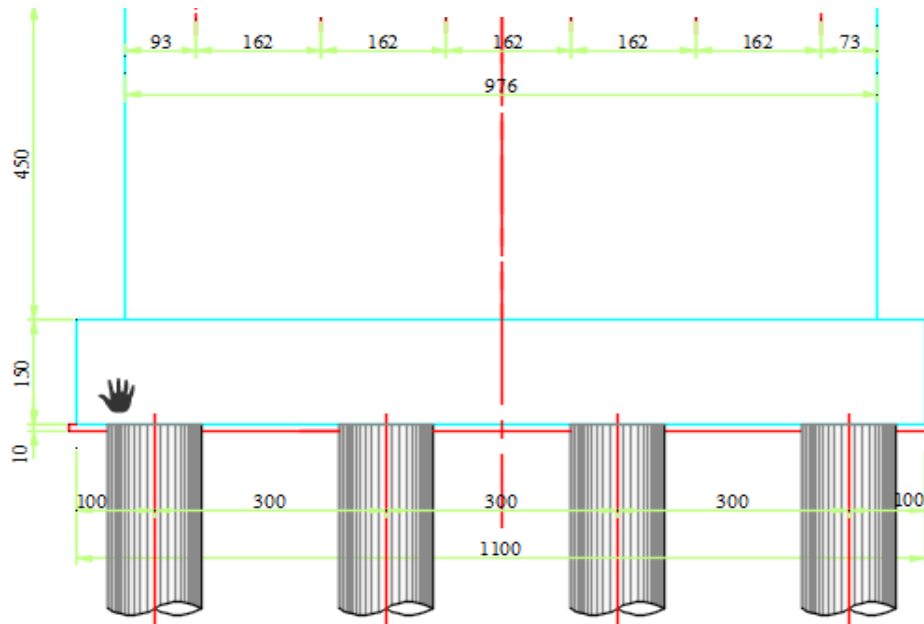


Figure IX.2 : Les dimensions de la semelle.

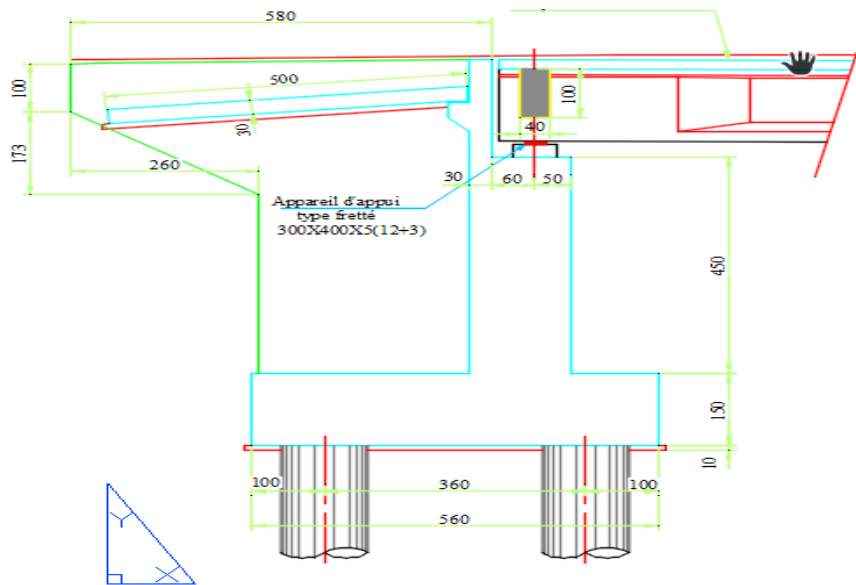
Ce choix est motivé par :

- La nature du sol (Schisteux avec des passages très tendres et très fracturés), qui peut engendrer des glissements avec la présence de l'eau.

COUPE TRANSVERSALE



COUPE A-A



II. STABILITE ET EVALUATION DES EFFORTS

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

II.1. Efforts dus à la culée

Calcul du coefficient de poussée : Selon : **RPOA2008**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques :

$$k_h = 0,20. \quad ; \quad k_v = 0,3 \times k_h = 0,060.$$

k_h : Coefficient sismique horizontale.

k_v : Coefficient sismique verticale.

La poussée des terres agissant sur une hauteur h et sur un largeur L est donnée comme suit :

$$F = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

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

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale. $\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- 1^{ère} cas : cas normale sans séisme ; $k_h = k_v = 0$
- 2^{ème} cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » ; $k_h = 0,20$ $k_v = 0,06$
- 3^{ème} cas : cas de séisme « horizontal » ; $k_h = 0,20$ $k_v = 0$
- 4^{ème} cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » ; $k_h = 0,20$ $k_v = - 0,06$

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

Action du séisme	Notation	k_H	k_V	θ (rad)	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0	0,00	-	0,233
Vertical + horizontal	Cas N°2	0,20	0,06	0,186	0,402
Horizontal	Cas N°3	0,20	0,00	0,197	0,418
Vertical + horizontal	Cas N°4	0,20	-0,06	0,209	0,438

Tableau IX.1 : Calcul du coefficient de poussée K_{ad} .

Charges permanentes	N(t)	H(t)	XA(m)	YA(m)	M_N (t.m)	M_H (t.m)
Poids propre tablier.	285.33		1.70	-6.1	485.06	
dés d'appuis.	0.81		1.70	-6.08	1.38	
murs garde grève.	14.93		2.45	-7.025	36.59	
Corbeau.	2.8890		2.80	-6.91	8.09	
poids de la dalle de transition	13.13		2.75	-3.75	36.09	
mur frontal.	153.72		1.90	-4.92	292.07	
Murs en retour	65.28		5.06	-0.75	329.97	
Semelle	231.00		2.80	-7.29	646.80	
poid des Terres sur dalle de transition.	21.00		2.75	-4.77	57.75	
Terres patin arriere	331.63		4.10	-2.7	1359.69	
Terres patin avant	66.00		0.60		39.60	
Poussée statique terre sur culée		210.30		-2.68		-563.61
Total	1185.71	210.30			3293.09	-563.61
$M_{tot} = M_N + M_H$					2729.48	

Tableau IX.2 : Charges permanentes sur la culée à la base et à l'extrémité de la semelle.

Designation	N _{rem} [t]	H _{remb} [t]	Z [m]	M _N [t.m]	M _H [t.m]	M _T
surcharges sur remblais	17.50		2.75	48,13		-57.03
Poussées statique des surcharges.		26.16	-4.02		-105.15	

Tableau IX.3 : surcharges sur remblais à la base et à l'extrémité de la semelle.

Designation	N [t]	H [t]	Z _v [m]	Z _h [m]	M _N [t.m]	M _H [t.m]
Surcharge A(l)	112.47	5.43	-6.15	1.70	191.19	-33.40
Surcharge Bc	109.06	15.00	-6.15	1.70	185.41	-92.25
Surcharge Mc120	106.94		-6.15	1.70	181.79	0.00
Surcharge D240	163.03		-6.15	1.70	277,16	

Tableau IX.4 : Surcharges d'exploitation à la base et à l'extrémité de la semelle.

III. COMBINAISON DES EFFORTS

$$M_0 = (M_{stab} + M_{renv}) - N \cdot e \quad ; \quad e = 2,80 \text{ cm.}$$

Formules	N _u (t)	H _u (t)	M _{Nu} (t.m)	M _{Hu} (t.m)	M ₀ (t.m)
1.35NG+1.6A(L)+N_{REMB}	1808.66		4828.58		-1218.21
1.35HG+1.6FrA(L)+H_{REMB}		334.45		-982.54	
1.35NG+1.6Bc+N_{REMB}	1803.22		4819.33		-1306.39
1.35HG+1.6FrBc+H_{REMB}		349.76		-1076.71	
1.35NG+1.35Mc120+1,6N_{REMB}	1773.08		4768.09		-1125.64
1.35HG+1.6H_{REMB}		325.76		-929.11	
1.35NG+1.35D240+1,6N_{REM}	1848.81		4896.84		-1208.94
1.35HG+1.6H_{REM}		325.76		-929.11	

Tableau IX.5 : Combinaisons des charges à l'ELU sur la culée à la base et à l'extrémité

Formules	N _u (t)	H _u (t)	M _{Nu} (t.m)	M _{Hu} (t.m)	M ₀ (t.m)
NG+1,2A(L)+N_{REM}+S_{TROT}	1808.66		4828.58		-1218.21
HG+1,2FrA(L)+H_{REM}		334.45		-982.54	
NG+1,2Bc+N_{REM}+S_{TROT}	1803.22		4819.33		-1306.39
HG+1,2FrBc+H_{REM}		349.76		-1076.71	
NG+MC120+1,2N_{REMB}	1773.08		4768.09		-1125.64
HG+1,2H_{REMB}		325.76		-929.11	

NG+D240+1,2N_{REMB}	1848.81		4896.84		-1208.94
HG+1,2H_{REMB}		325.76		-929.11	

Tableau IX.6 : Combinaisons des charges à l'ELS sur la culée à la base et à l'extrémité.

IV. ETUDE DE FONDATION

IV.1. Etude des pieux

IV.1.1. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier et à la culée.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

N_{max} : l'effort normal maximal ; $N_{max} = 1848,81$ (t).

Q_p : capacité portante d'un pieu ; $Q_p = 355.07$ (t).

$N_p = 5,21$; On prend : 8 pieux de 30 m de profondeur.

IV.1.2. Vérification Des Pieux

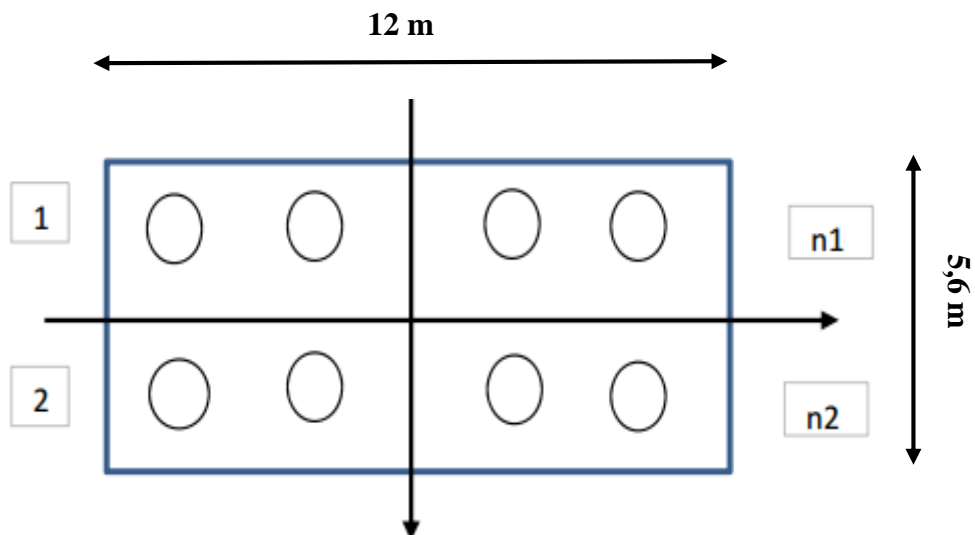


Figure IX.4 : vue en plan de la semelle.

Combinaison	$Q_{ELU-adm}$ [t]	n	d_i	n_i	W_i	$R_i(t)$
-------------	-------------------	---	-------	-------	-------	----------

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

1	Nu _{max} (t)	1848,81	355.07	8	1,8	4	14.4	147.15
	Mu (t.m)	-1208,94						315.06
2	Nu _{max} (t)	1803.22	355.07	8	1,8	4	14.4	134.68
	Mu (t.m)	-1306.39						316.12
3	Nu _{max} (t)	1773.08	355.07	8	1,8	4	14.4	143.47
	Mu (t.m)	-1125.64						299.80

Tableau IX.7 : les Sollicitations a ELU.

$R_{\max} = 316.12 \text{ t} < Q_{\text{ELA}} = 355.07 \text{ t}$; Pas de poinçonnement.

Combinaison			Q _{ELS-adm} [t]	n	d _i	n _i	W _i	R _i (t)
1	N _S _{max}	1369.75	263.37	8	1,8	4	14.4	108.92
	M _S	-897.08						233.52
2	N _S _{max}	1337.59	263.37	8	1,8	4	14.4	234.73
	M _S	-972.41						99.67
3	N _S _{max}	1313.65	263.37	8	1,8	4	14.4	106.19
	M _S	-835.38						222.22

Tableau IX.8 : les Sollicitations a ELS.

$R_{\max} = 234.73 \text{ t} < Q_{\text{ELA}} = 263.37 \text{ t}$; Pas de poinçonnement.

Combinaison		Q _{ELA}	n	R _{max} (t)	R _{min} (t)
N _{max}	1356.40	414.25	8	78.65	260.45
M _L	1214.55				
M _T	131.19				
N _{max}	2365.28	414.25	8	326.93	-14.70
M _L	1248.95				
M _T	131.19				
N _{max}	437.29	414.25	8	259.13	53.11
M _L	1248.95				
M _T	1168.46				
N _{max}	1069.02	414.25	8	213.22	54.03
M _L	1051.73				
M _T	131.19				

Tableau IX.9 : les Sollicitations a ELA.

$R_{\max} = 326.93 \text{ t} < Q_{\text{ELA}} = 414.25 \text{ t}$; Pas de poinçonnement.

IV.1.3 Ferrailage du pieux

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

Le pieu est libre en pied et encastré sur la semelle. ; Diametre du pieu $\varnothing = 1,20$ m

IV.1.3.1. Armature longitudinale

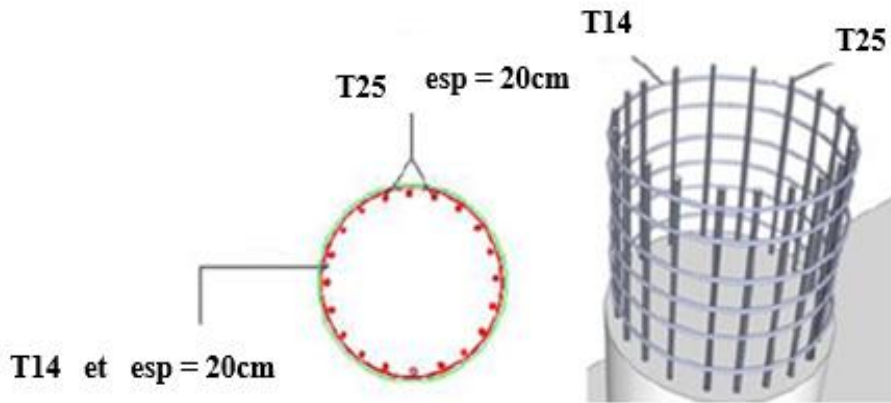
$A_{min} = 1\% \times S$; avec : $S_{pieu} = \frac{d^2 \times \pi}{4} = 11309.734 \text{ cm}^2$

$A = 0,01 \times 11309,7 = 113,09 \text{ cm}^2$; On prend : 25T25 $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$

IV.1.3.2. Armature transversale

On adopte des cerces de $\varnothing_t = 14$ mm

Espacement des cerces = 20 cm.



IV.2.

Figure IX.5 : ferrailage de pieux.

Etude et

ferrailage de la semelle

IV.2.1. Etude de la semelle

Les données de calcul :

b(m)	h _s (m)	φ_{pieu} (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Fe (MPa)	h (m)	l' (m)
1.40	1.50	1	0.55	2.35	500	1.45	2.70

$\sigma_s = F_e / \gamma_s$	γ_s	ELS	1,5
$A_i = (R_i / \sigma_s) \times (L_i / h)$		ELU	1,15
$A = \max (A_i)$		ELAcc	1
$l' = \varphi_{pieu} + h_i$			

IV.2.2. Evaluation des efforts et ferrillages de la semelle

	N° FILE	Ri	Li	σ_s (t/m ²)	Ai (cm ²)
ELS	2	234.73	0.55	33333.33	26.71
	1	99.67	2.35		48.46
ELU	2	316.12	0.55	43478.26	27.58
	1	134.68	2.35		50.20
ELA	2	326.93	0.55	50000.00	24.80
	1	-14.70	2.35		4.76
A max (cm ²)					50.20

Tableau IX.10 : les Sollicitations aux ELU , ELS et ELA.

Cette section d'armature est placée sur une longueur l'= 2,70 m

D'où A = 18.59 (cm²/ml)

Section minimale :

$$0,15\% S < A_{min} < 1,5\% S$$

$$S = 15000\text{cm}^2 \ ; \ 22.50\text{cm}^2 < A_{min} < 225.00\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_a, A_{cnf}, A_{min}) = 22.50\text{cm}^2$$

	type d'armature	Armatures	espacement
nappe inférieure	principales	T25	e = 15cm
	de répartition	T16	e= 15cm
nappe supérieure	principales	T20	e= 15cm
	de répartition	T14	e= 15cm

Tableau IX.11 : les armatures obtenu.

IV.3. Vérification du poinçonnement semelle-pieu

Symbole	Designation	Valeur	Unité
a	debord de la semelle sens longitudinale	0,4	m
b	debord de la semelle sens transversale	0,4	m
φ pieu	Diametre du pieu	1,2	m
h	Epaisseur totale de la semelle 1.50	1,5	m
γ_b	Coefficient de securité de béton ELU 1.5	1,5	

γ_b	Coefficient de securité de béton ELA 1.15	1,15	
f_{c28}	c28 Resistance caracteristique du beton 27.00	27	MPa
Qu	Perimetre du contour du feuillet moyen	4.121	m
QU-fondamentale	Charge de calcul à l'ELU 316.12	316.12	t
QU-accidentel	Charge de calcul à l'ELA 326.93	326.93	t

Tableau IX.12 : Charges fondamentale et accidentel.

QU-fondamentale < $0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 500.65 \text{ t}$ **ELU verifié.**

QU-accidentel < $0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 653.02 \text{ t}$ **ELA verifié.**

IV.4. Verification du cisaillement semelle-pieu

$V_u = 69,30 \text{ t}$; $\varphi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m}$; $\tau_{u_{\text{max}}} = 234.78 \text{ t/m}^2$

τ_u : Contrainte de cisaillement en tete de pieu.

$\tau_{u_{\text{max}}}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

V_u : Effort tranchant en tete de pieu ELA.

$\tau_u = 1,4 \frac{V_u}{\varphi} = 44.58 \text{ t/m}^2 = 0.45 \text{ MPa.}$; $\tau_u < \tau_{u_{\text{max}}}$ **verifié.**

V. FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE

V.1. Etude et Ferrailage du mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la super structure et poussées des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

Charges permanentes	N(t)	H(t)	M_N(t.m)	M_H(t.m)
Poids propre tablier.	285.33		-57.07	
murs garde grève.	14.93		8.21	
Corbeau.	2.8890		2.60	
poids de la dalle de transition .	13.13		11.16	
mur frontal.	153.72			
poid des Terres sur dalle de transition.	21.00		17.85	

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

poussée stat terres sur mur frontal.		139.15		-303.35
dés d'appuis.	0.81		-0.16	
Total	491.81	139.15	-17.41	-303.35
Mtot = M_N + M_H				-320.76 t.m

Tableau IX.13 : Detrmination des charges sur mur frontal.

	N(t)	H(t)	M_N(t.m)	M_H(t.m)
pois des surcharges sur remblais	17.50		14.88	
poussée des surcharges sur MF		21.28		-69.58
Total	17.50	21.28	14.88	-69.58
Mtot = M_N + M_H				-54.70tm

Tableau IX.14 : Detrmination des Surcharge sur remblais.

	N(t)	H(t)	M_N(t.m)	M_H(t.m)
surcharge A(l)	112.47	5.43	-22.49	-25.25
surcharge Bc	109.06	15.00	-21.81	-69.75
Surcharge Mc120	106.94	21.28	-21.39	

Tableau IX.15 : Detrmination des Surcharge routiere.

	N(t)	H(t)	M_N(t.m)	M_H(t.m)
Tablier	84.05	78.18	-16.81	-363.55
Des d'appuis	0.05	0.16	-0.010	-0.74
Mur garde greve	0.90	2.99	0.49	-16.49
Corbeau	0.17	0.58	0.16	-3.12
pois de la DT	0.79	2.63	0.67	-15.20
Mur frontal	9.22	30.74		-69.17
pois des Terres sur DT 1.26 1.07	1.26		1.07	
efforts du a la masse sismique du sol		66.33		-187.04
Poussée dyn terreMF		205.21		-671.03

Tableau IX.16 : Détermination des charge sismique.

		N (t/mm)	H _L (t/mm)	M (t.m / ml)
ELS	1,35G+1,6[Bc]	88.77	25.19	-68.34
ELU	G+1,2Bc	65.95	18.72	-50.85
ELA	G+E+0,2Bc	55.59	39.94	-140.00

Tableau IX.17 : résultats des combinaisons les plus lourdes.

Le ferrailage se fait avec ROBOT EXPERT 2010

Longueur du mur frontal L = 9,76 m

Largeur du mur frontal H = 1,4 m ; b₀=1 m ; d = 1,35m.

- **Calcul de la section d'armatures**

A ELA A_a = 13.50 cm²/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 13,78 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Section minimale :

$$0,15\% S < A_{min} < 1,5\% S \quad ; \quad S = 14000 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 21 \text{ cm}^2 < A_{min} < 420 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_a, A_{min}, A_{CNF}) = 21.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Coté remblai :

Pour le côté intérieur (remblais) on prend	on prend T25	e = 15 cm
Pour les armatures de répartitions on prend	on prend T16	e = 15 cm

Tableau IX.18 : les armatures obtenu.

Coté poutre :

Pour le côté extérieur	on prend T20	e = 15 cm
Pour les armatures de répartitions	on prend T14	e = 15 cm

Tableau IX.19 : les armatures obtenu.

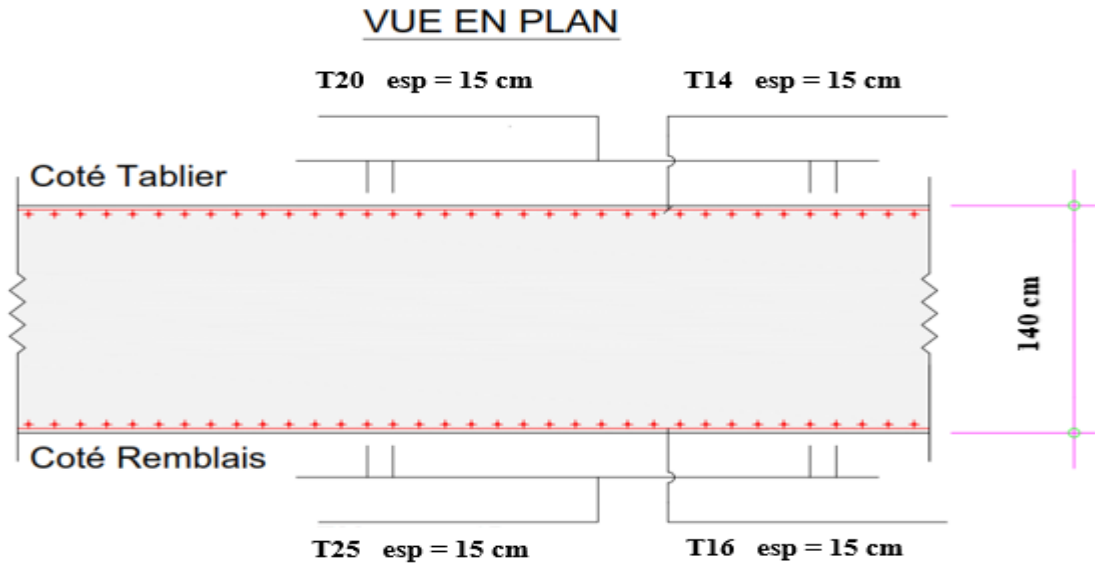


Figure IX.6 : ferrailage de mur frontal.

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$V_u = 25.19t.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 18.66 \text{ t/m}^2 = 0.19 \text{ MPa}.$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} = 27 \text{ MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u < \min (2.70 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

A ELA

$$V_u = 39.94t$$

$$\tau_{ELA} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 29.59 \text{ t/m}^2 = 0.30 \text{ MPa}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} = 27 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,3$

La contrainte tangente limite:

$$\tau_{ELA} < \min (3.12\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) \implies \bar{\tau}_{Ela} = 3.12\text{MPa}$$

$$\tau_{ELA} < \bar{\tau}_a \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{ELA} < \bar{\tau}_a \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2. Etude et Ferrailage du mur garde grève

Le mur garde-grève est un élément surmontant la culée, destiné à protéger l'about du tablier. Il supporte le joint de chassée et la dalle de transition par l'intermédiaire du corbeau.

Le mur garde greve est soumis aux action horizontales suivantes:

- Poussées des terres M_t
- Poussée due à la surcharge du remblai M_p
- Effort de freinage M_f

Le poids propre du mur garde-greve est negligé.

Symbole	ELU	ELS
H (m)	2,40	
Mt (t.m/ml)	0.8608	1.162
Mp (t.m/ml)	2.9852	4.776
Mf (t.m/ml)	3.3932	5.429
Mtotal (t.m/ml)	7.24	11.37

Tableau IX.20 : action horizontales.

Calcul de la section d'armature :

Le calcul se fait à l'ELU et en flexion simple.

Nous prenons une bande de 1 ml pour déterminer le ferrailage

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15,30 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 27$$

$$\mu = \frac{0,11}{(0,25)^2 \times 1 \times 15,30} = 0,115 < 0,392 \rightarrow \text{section simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,153 ; \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,235 \text{ m} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{MPa.}$$

$$A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s} = \frac{0,11}{0,235 \times 434,78} = 0,001076 \text{ m}^2 = 10,76 \text{ cm}^2$$

symbole	valeur	unité
f_{c28}	27	MPa
f_{t28}	2,22	MPa
θ	1	
γ_b	1,5	
b	1	m
d	0,25	m
σ_{st}	434,78	MPa
M_u	0,11	MN.m
f_{bu}	15,30	MPa
μ_{bu}	0,12	
α	0,16	
A_u	10,76	Cm ²
A_{min}	10,50	Cm ²
A_{max}	11,17	Cm ²

Tableau IX.21 : Données de calcul.

Coté remblai :

Pour le côté intérieur (remblais)	on prend T16	e = 15 cm
Pour les armatures de répartitions	on prend T14	e = 15 cm

Tableau IX.22 : les armatures obtenu.

Coté poutre :

Pour le côté extérieur on prend	on prend T16	e = 15 cm
Pour les armatures de répartitions	on prend T14	e = 15 cm

Tableau IX.23 : les armatures obtenu.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$V_u = 11.14t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 44.58 \text{ t/m}^2 = 0.45 \text{ MPa.}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cl}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u < \min (2.70 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa.} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

V.3. Etude et Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est soumise aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- Poids des remblais.
- Poids des surcharges.

Le ferrailage de la dalle de transition est calculé en flexion simple

Nous prenons une bande de 1 ml selon la partie longitudinale

Les charges et surcharges appliquées sur cette bande ainsi le ferrailage nécessaire

sont résumés dans le tableau suivant :

	Désignation	Valeurs	Unité
L	Largeur de la dalle de transition	5,00	m
g	Poids propre de la dalle de transition /ml	0.75	t/m ²
g_{remb}	Poids du remblai /ml	1,20	t/m ²
q	Surcharge sur dalle de transition 1.00	1	t/m ²
Pu	1,35(g+g _{remb})+1,6q	4,23	t/m ²
P_ELS	(g+g _{remb})+1,2q	3,15	t/m ²
Mu	PL ² /8	13,23	t.m
b	Largeur de la section de béton	1	m
d	fibre plus tendue d'acier et fibre plus comprimée béton.	0,25	m
M_ELS	PL ² /8	9,84	t.m
Au	Mu/[σ _{st} .d.(1-0,4α)]	13,15	Cm ²
A_{CNF}	0,23.b.d.(f _{ij} /f _e)	2,55	Cm ²
A	Section de l'acier à prendre A=MAX (Au ; A _{CNF})	13,15	Cm ²

Tableau IX.24 : les charges, surcharges et le ferrailage.

	type d'armature Armatures	Armatures	espacement
nappe inférieur	principales	T20	e= 15cm
	de répartition	T14	e= 15cm
nappe supérieur	principales	T16	e= 15cm
	de répartition	T14	e= 15cm

Tableau IX.25 : les résultats de ferrailage.

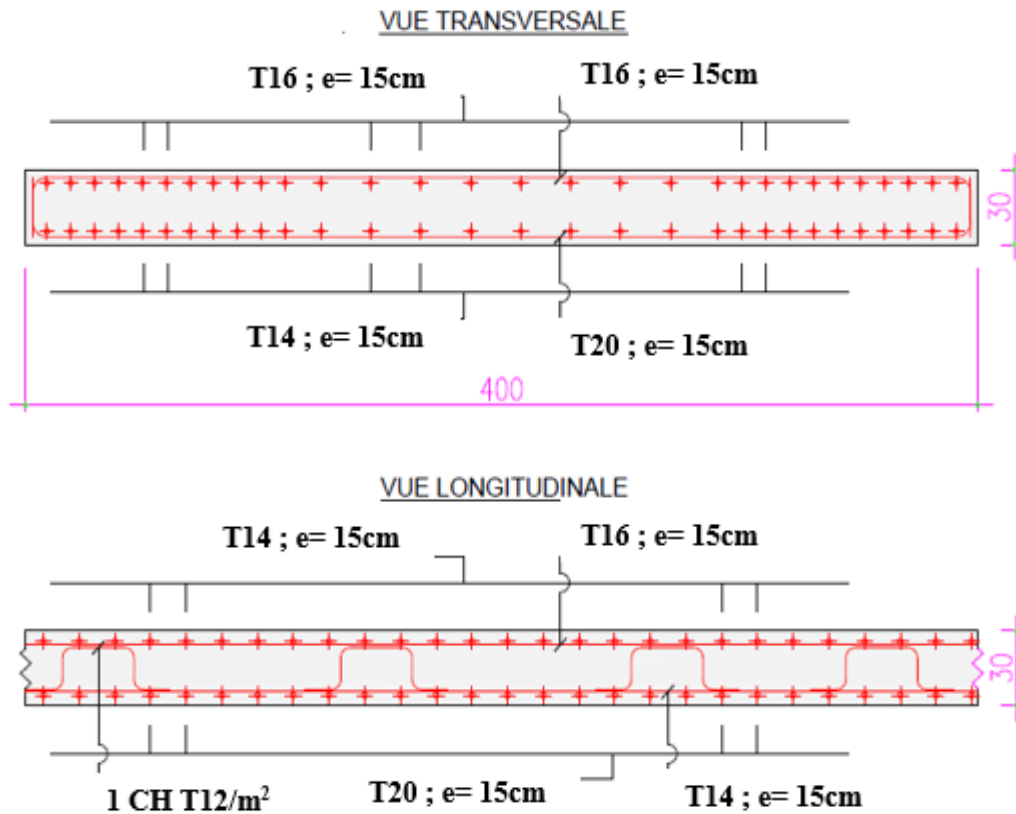


Figure IX.7 : Ferrailage de la dalle de transition.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$V_u = 10,58t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 42,33t/m^2 = 0,42 \text{ MPa.}$$

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\overline{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u < \min (2.70\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) = 2.70\text{MPa} . ; \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

V.4. Etude et ferrailage du mur en retour

Le mur en retour a pour rôle le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux efforts suivants :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontales due au remblai.
- Charges concentrées appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.
- Pression au-dessus de la dalle de transition.
- Pression au-dessous de la dalle de transition.

• Sollicitations sur le mur en retour

$$P = K_a (q + \gamma h)$$

$$P_{ad} = \gamma (1 \pm K_v) . h . K_{ad}$$

Avec : $Q=1\text{t/m}^2$.

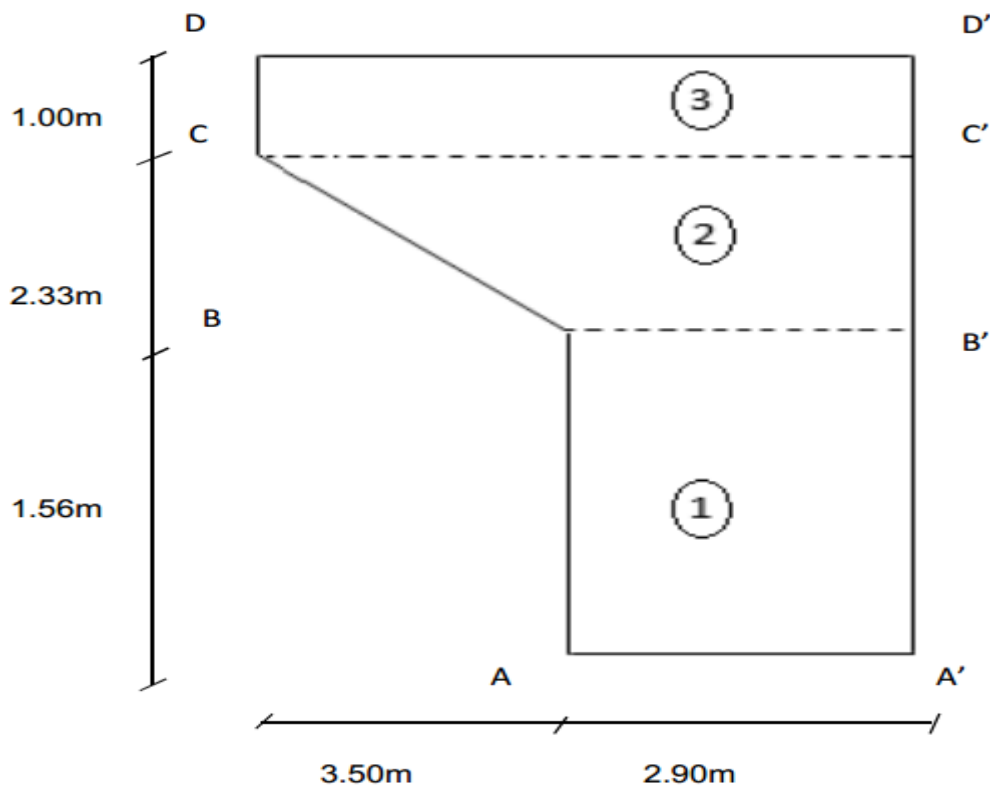


Figure IX.8 : mur en retour.

Encastrement AA'

- Poussée statique :

$$P = 0,5 K_a \gamma h^2 \quad ; \quad P = 7.97 \text{ t/ml.}$$

- Poussées des surcharges :

$$P = K_a Q h \quad ; \quad P = 1.63 \text{ t/ml.}$$

- Poussée dynamique :

$$P = 0,5 K_{ad} \gamma (1+k_v) h^2 \quad ; \quad P = 11.755 \text{ t/m}$$

$$P = 0,5 K_{ad} \gamma (1-k_v) h^2 \quad ; \quad P_2 = 10.885 \text{ t/m}$$

- Poussées dynamique des surcharges :

$$P = K_{ad} Q h \quad ; \quad P_2 = 2.37 \text{ t/m}$$

- Poids propre du mur :

$$G = 11.25 \text{ t/ml}$$

$$V_s = 0.68 \text{ t/ml} \quad ; \quad V_H = 2.25 \text{ t/ml}$$

Encastrement B'C'

- Poussée statique :

$$P = K_a \gamma h L \quad ; \quad P = 7.22 \text{ t/ml}$$

- Poussées des surcharges :

$$P = K_a Q L \quad ; \quad P = 1.55 \text{ t/ml}$$

- Poussée dynamique :

$$P = K_{ad} \gamma (1+k_v) h L \quad ; \quad P_1 = 10.652 \text{ t/m}$$

$$P = K_{ad} \gamma (1-k_v) h L \quad ; \quad P_2 = 9.864 \text{ t/m}$$

- Poussées dynamique des surcharges :

$$P = K_{ad} Q L \quad ; \quad P = 2.252 \text{ t/m}$$

Encastrement 'CD'

- Poussée statique :

$$P = K_a \gamma h L \quad ; \quad P = 4.27 \text{ t/ml}$$

- Poussées des surcharges

$$P = K_a Q L \quad ; \quad P = 2.13 \text{ t/ml}$$

- Poussée dynamique :

$$P = K_{ad} \gamma (1 + k_v) h L \quad ; \quad P_1 = 6.292 \text{ t/m}$$

$$P = K_{ad} \gamma (1 - k_v) h L \quad ; \quad P_2 = 5.827 \text{ t/m}$$

- Poussées dynamique des surcharges :

$$P = K_{ad} Q L \quad ; \quad P = 3.099 \text{ t/m}$$

• **Données de calcul :**

$$b_0 = 1,00 \text{ m.} \quad ; \quad H = 0,60 \text{ m.}$$

		N(t)	H(t)	M(t)	A(cm ²)
encastrement AA'	ELS	11.25	9.93	17.77	7.58
	ELU	15.19	13.37	23.92	10.27
encastrement A'B'	ELS		10.61	15.39	6.55
	ELU		14.31	20.75	8.88
encastrement B'C'	ELS		9.08	21.12	9.04
	ELU		12.23	28.44	12.28
encastrement C'D'	ELS		6.83	21.85	9.36
	ELU		8.221	26.31	12.69

Tableau IX.26 : Données de calcul.

Encastrement AA'

Calcul de la section d'armatures :

à l'ELU $A_u = 10.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

à l'ELA $A_a = 13.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

Section minimale : $A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{\min} = 0,35\% S = 21.00\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_a, A_{\min}) = 21.00\text{cm}^2/\text{ml}$$

	Armatures	type d'armature		espacement
cote remblai (intérieure)	vertical	1nappes	T20	e= 15
cote extérieure	vertical	T16		e= 15

Tableau IX.27 : les armatures optenu.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

ELU

$$V_u = 13.37\text{t} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 24,31 \text{ t/m}^2 = 0,24 \text{ MPa.}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\overline{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\overline{\tau}_u < \min (2.70\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) = 2.70\text{MPa.} \quad ; \quad \tau_u < \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

Encastrement A'B'

Calcul de la section d'armatures :

$$\text{à l'ELU } A_u = 8.88\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{à l'ELA } A_a = 8.36\text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Section minimale : } A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,35\% S = 21.00\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_a, A_{\min}) = 21.00\text{cm}^2/\text{ml}$$

	Armatures	type d'armature		espacement
cote Remblai(intérieure)	horizontal	1nappes	T20	e= 15
cote extérieure	horizontal	T16		e= 15

Tableau IX.28 : les armatures optenu.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

ELU

$$V_u = 14.31t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 26,02 \text{ t/m}^2 = 0,26 \text{ MPa.}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cd}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u < \min (2.70 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa.} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

Encastrement B'C'

Calcul de la section d'armatures :

à l'ELU $A_u = 12.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

à l'ELA $A_a = 10.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

Section minimale : $A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{\min} = 0,35\% S = 21.00 \text{ cm}^2$

$A = \text{Max} (A_u, A_a, A_{\min}) = 21.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

	Armatures	type d'armature		espacement
cote Remblai(intérieure)	horizontal	1nappes	T20	e= 15
cote extérieure	horizontal		T16	e= 15

Tableau IX.29 : les armatures optenu.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

ELU

$$V_u = 12.23t ; \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 26,02 \text{ t/m}^2 = 0,26 \text{ MPa.}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left[0.15 \frac{f_{ct}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\overline{\tau_u} < \min (2.70 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa.} ; \tau_u < \overline{\tau_u} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.5. Etude et Ferrailage du corbeau

Le corbeau est soumis aux efforts suivants:

- Poids propre de dalle de transition .
- Poids du revêtement .
- Poids des terres .
- Poids propre du corbeau.
- Surcharges sur le remblai.

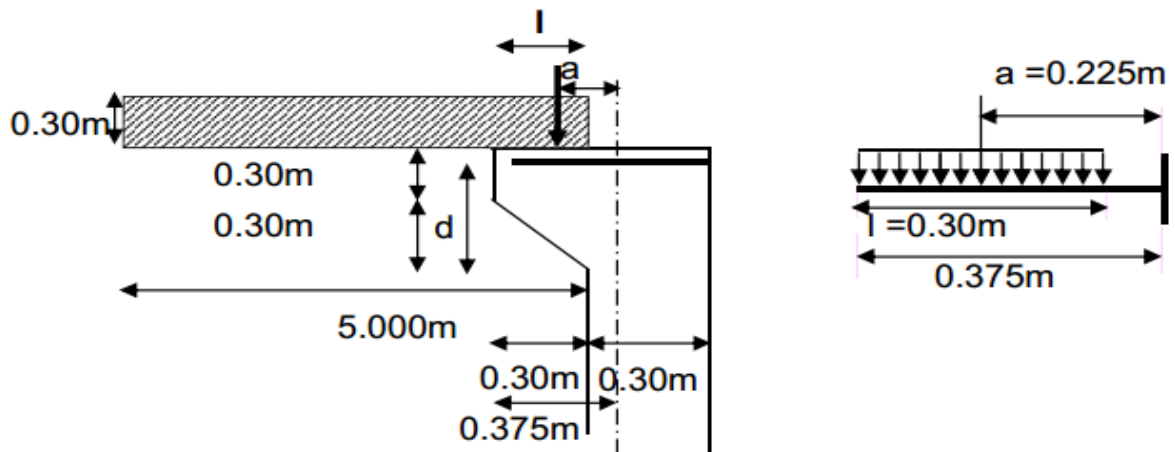


Figure IX.9 : Sollicitation sur le corbeau.

Pour la vérification du corbeau au cisaillement on vérifie la condition suivante:

$$d \geq \max (a,l)$$

a : distance du point d'application de la résultante a = 0,225 m.

l : la longueur d'application de la charge l = 0.3 m. ; max(a,l) = 0.3 m.

d = h-0,05 = 0.55 m ; h : hauteur du corbeau.

$$d = 0,55 \geq \max (a,l) = 0,3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Symbole	Valeur	Unité
---------	--------	-------

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

$\gamma_{\text{béton}}$	2,5	t/m ³
γ_{remb}	2	t/m ³
γ_{revet}	2,2	t/m ³
Largeur corbeau	0.3	m
Largeur dalle de transition	5	m
Hauteur remblai	0.60	m
Surface corbeau	0.135	m ²
Poids propre du corbeau	0.3375	t/ml
Poids des terres	3	t/ml
Poids du revêtement	0.44	t/ml
Poids dalle de transition	1.875	t/ml
Poids des surcharges sur remblai	2.5	t/ml
Réaction		
R_ELS	8.65	t/ml
R_ELU	11.63	t/ml
Moments		
M_ELS	1.95	t.m
M_ELU	2.62	t.m

Tableau IX.30 : Evaluation des charges.

symbole	valeur	unité
f_{c28}	27	MPa
f_{t28}	2,22	MPa
θ	1	
γ_b	1,5	
b	1	m
d	0,55	m
σ_{st}	434,78	MPa
M_u	0,03	MN.m
f_{bu}	15,30	MPa
μ_{bu}	0,01	
$\delta = d/a$	2,24	
Z = 0,7d (1+0,1 δ)	0.48	m

Au	1,26	Cm ²
AcNF	5,62	Cm ²
A	5,62	Cm ²

Tableau IX.31 : Données de calcul.

Pour le ferrailage supérieur on prend : T16 e = 15cm

Armatures inférieur: $A_i = A_u/10 = 1.41\text{cm}^2/\text{ml}$

Pour la nappe inférieure on prend : T14 e = 15cm.

Partie II : La pile

I. ETUDE DE LA PILE

Les piles reprennent les efforts exercés par le tablier ; tel que les efforts de freinage, les efforts sismiques et le vent.

I.1. Conception de la pile

Selon les caractéristiques et contraintes naturelles, on a opté pour la solution d'une pile poteau qui permet une transmission régulière le long de la semelle de la charge importante du tablier et du trafic routier, tel que : La hauteur H_{pile} est définie par :

$$H_{Fût} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (h_{\text{appareil}} + h_{\text{dé-appui}} + h_{\text{tablier}}).$$

Hauteur de pile $H_{pile} = 7,2 \text{ m.}$; Hauteur de fut $H_{fû} = 6 \text{ m.}$

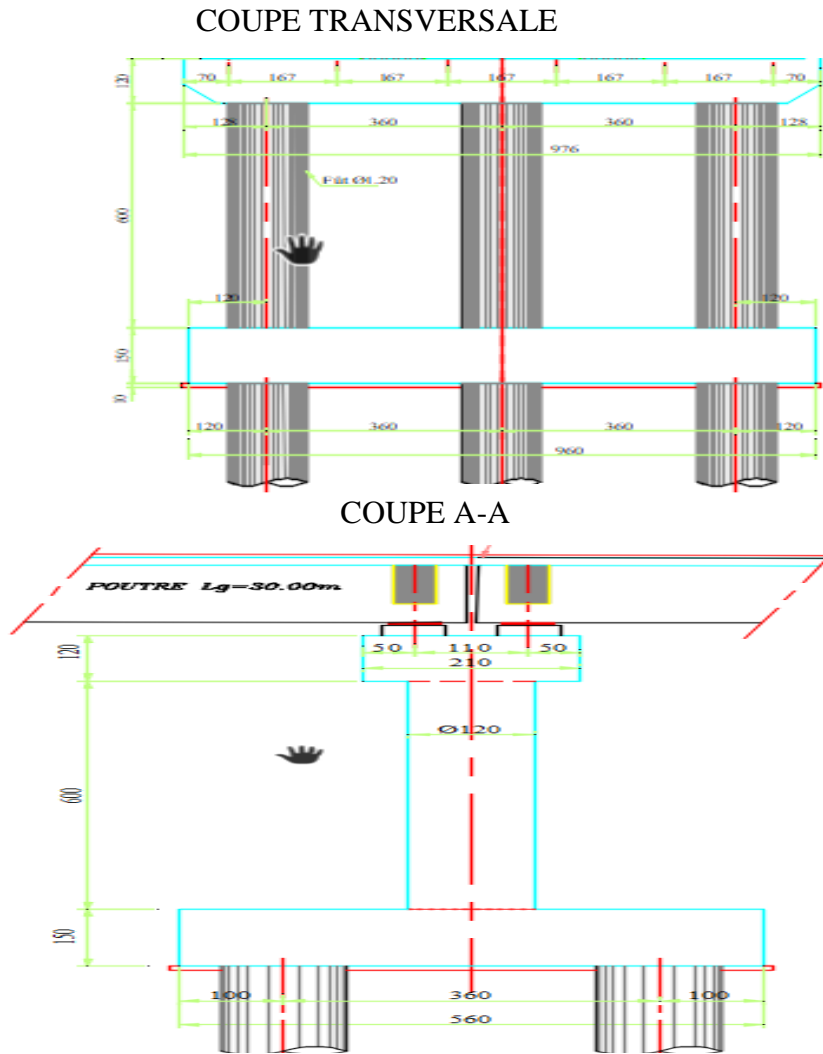


Figure IX.10 : Les dimensions de la pile.

II. EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encastree dans la semelle de fondation.

L'effort vertical	Valeur (t)
Poids propre de la pile "Gp"	314.29
Poids propre du tablier "Gt"	570.66
Surcharge A(l)	224.93
Surcharge Bc	109.06
Surcharge Mc120	106.936
Surcharge D240	163.034
Surcharge S(T)	0.15

Tableau 1 Tableau IX.32 : Effort verticaux sur la pile.

L'effort horizontal	Valeur (t)
Effort de freinage dû à l'A	5.43
Effort de freinage dû au Bc	30
Séisme	115.35

Tableau IX.33 : Effort horizontaux sur la pile.

II.1. Stabilité vis-à-vis le glissement

II.1.1. Condition normale

La condition à vérifier est $\frac{H}{V} \leq \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \varnothing \right)$, tel que φ est Angle de frottement latérale qui égale 30° .

$$H = 5.43 + 30 = 35.43 \text{ t}$$

$$V = 1489,06 \text{ t} \quad ; \quad \frac{H}{V} = 0,023$$

$$\operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \varnothing \right) = 0.36 \quad ; \quad 0,023 \leq 0.36 \quad \text{Vérifiée.}$$

II.1.2. Condition sismique

La condition à vérifier est $\left(\frac{H}{V} \right) \leq 0,4$

$$V = 314,29 + 570,66 = 884,95 \text{ t.} \quad H = 115.35 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{115.35}{884,95} = 0,130 \leq 0,4 \quad \text{Vérifiée}$$

II.1.3. En présence de vent

La condition à vérifier est : $\frac{H}{V} \leq \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \varnothing \right)$

$$H = 2 \times 15 \times 2.25 = 6,75 \text{ KN.}$$

$$V = 1489,06 \text{ t} \quad ; \quad \frac{H}{V} = 0,004 \quad \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \varnothing \right) = 0.36$$

$$0,004 \leq 0.36 \quad \text{Vérifiée.}$$

III. FERRAILLAGE DE LA PILE

III.1. Etude de chevêtre

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue sur trois appuis qui sont les futs.

H=1,2 m ; B=2,1 m ; L=9,76 m

III.1.1. Combinaisons des charges

ELU	N(t)
1,35G+1,6Al	1213.71
1,35G+1,6Bc	1028.32
1,35G+1,35Mc120	998.18
1,35G+1,35D240	1073.91
Nmax	1213.71
ELS	N(t)
G+1,2Al	902.38
G+1,2Bc	763.33
G+Mc 120	739.39
G+D240	795.49
Nmax	902.38

Tableau IX.34 : combinaisons des charges aux ELU et ELS.

Le chevêtre est soumis aux charges suivantes

Q : charge permanente du chevêtre et les dés d'appuis

P : charge de la superstructure et les surcharges routières

ELU P= 1130.29 t Q= 83.42 t

ELS P=840,58 t Q= 61.80 t

D'ou :

ELU P_{sur appui} = 94.19 t Q= 8.55 t/ml

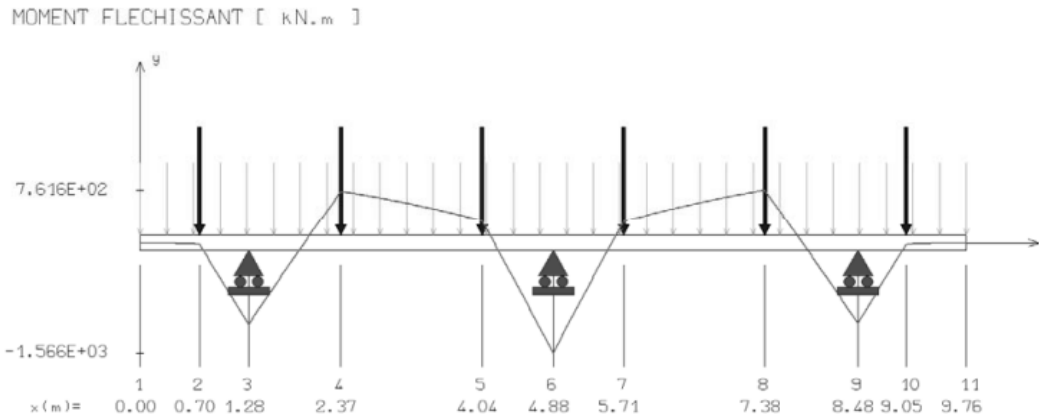
ELS P_{sur appui} = 70.05 t Q= 6.33 t/ml

donc les charges appliquées pour 01 poutre :

ELU P_{poutre}= 188.38 t Q= 8.55 t/ml

ELS P_{poutre}= 140.10 t Q= 6.33 t/ml

A ELU



Moments max sur appuis : $M = 156.60 \text{ tm}$

Moment max en travée : $M = 76.16 \text{ tm}$

Réactions d'appuis : $R_1 = 378.810 \text{ t}$; $R_2 = 457.670 \text{ t}$; $R_3 = 377.240 \text{ t}$

Le cas le plus défavorable est donné par les conditions normales pour le ferrailage du chevron et pour le fût (voir ferrailage établi dans les conditions normales).

III.1.2. Le ferrailage longitudinales

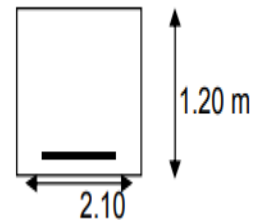
- Le ferrailage suivant le moment max sur appuis :

$M = 156.60 \text{ tm}$

Calcul de la section d'acier en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.037 < 0,186 \quad \text{Donc le calcul se fait selon}$$

le pivot A



$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.047$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.13 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 31.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 23.33 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{\min} = 0,28\% S = 70.56 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_{cnf}, A_{\min}) = 70.56 \text{ cm}^2 = 33.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

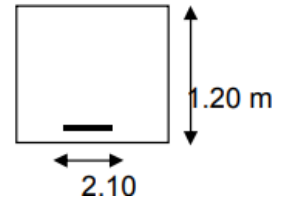
- Le ferrailage suivant le moment max en travée :

$$M = 76.16 \text{ tm}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple

$$= 0.018 < 0,186$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$



Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad ; \quad \alpha = 0.023 \quad ; \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.14 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 15.37 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 23.33 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u , A_{cnf}) = 23.33 \text{ cm}^2 = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

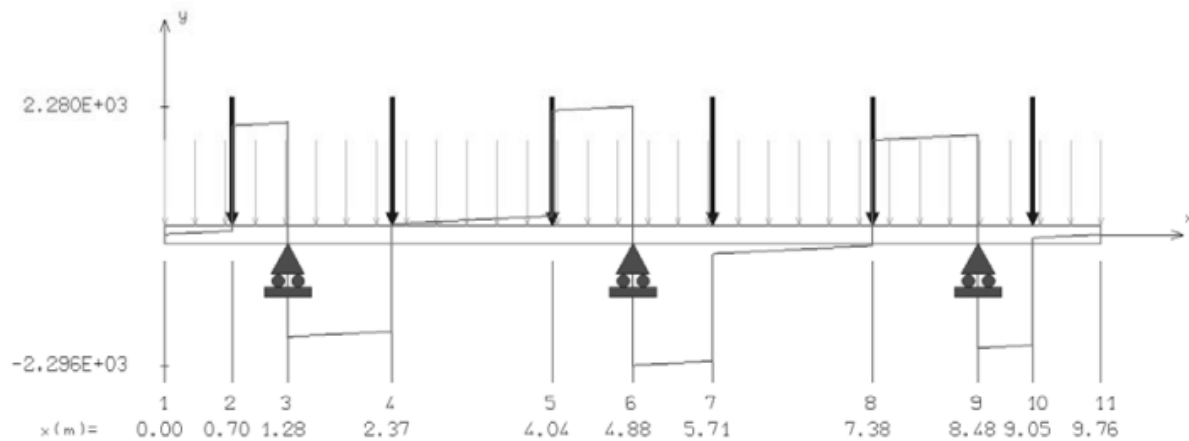
Armatures	type d'armature	type d'armature	espacement e (cm)
supérieur	1 nappe	T 20	12.5
inférieur		T 25	12.5

Tableau IX.35 : Résultats de ferrailage.

III.1.3. Ferrailage transversal

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : $V_u = 229.6 \text{ t}$

EFFORT TRANCHANT [kN]



$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 95.07 \text{ t/m}^2 = 0.95 \text{ MPa}$$

Dans le cas ou la fissuration est préjudiciable et $f_{cj}=27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] \quad \text{Avec : } f_{cj}=27\text{MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b=1.5 \quad \text{en situation durable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2.70\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2.70\text{MPa}$$

Condition vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Calcul de la section d'armature :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s \times \tau_u (0,3 \times f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$\gamma_s = 1.15$ cas de combinaisons fondamentales

$$f_{tj} = 2.22\text{MPa}$$

$K = 1$ cas de flexion simple sans reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ inclinaison des armatures

$$f_e = 500\text{MPa} \quad , \quad b_0 = 2.10 \text{ m} \quad , \quad S_t = 15\text{cm} \quad , \quad A_t = 2.29\text{cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale:

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \quad ; \quad A_{\min} \geq 2.52\text{cm}^2$$

Calcul de la section d'armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{3} = 8.38 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A = \text{Max} (A_r , A_t , A_{\min}) = 8.38\text{cm}^2$$

Pour le ferrailage transversal en prend des cadres: T 14 , e: 15 cm

Récapitulation :

Section d'encastrement	Armatures	type d'armature		espacement e(cm)
	supérieur	1 nappes	T 25	
inférieur		T 20	15	
transversal	2 cadres	T 20	15	

Tableau IX.36 : Résultats de ferrailage .

III.2. Etude et ferrailage du voile de la pile (fut)

III.2.1. Verrification du flambement

longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0$

$l_0 = 7.20$ m

Elancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration mini de section défini par la formule suivante : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I_{\min} : moment quadratique mini de la section

B : aire de la section droite ; $B = 1.131$ m

$I_{\min} = \text{Min}(I_x, I_y) = 0.31$ m² ; $i = 0.520$ m

$\lambda = 27.713 \leq 50$ pas de risque de flambement

III.2.2. Combinaisons des charges

ELU	N	HL(t)	M(t.m)
1,35G+1,6A1	1282.42	17.38	127.72
1,35G+1,6Bc	1097.02	24.00	176.40
1,35G+1,35Mc120	1093.62		
1,35G+1,35D240	1183.38		
Mmax	1097.02	24.00	176.40
Mmax pour un fut	365.67	8.00	58.80

Tableau IX.37 : Combinaisons des charges a ELU.

ELS	N	HL(t)	M(t.m)
G+1,2A1	953.27	13.03	95.79
G+1,2Bc	814.23	18.00	132.30
G+Mc 120	811.67		
G+D240	878.99		
Mmax	814.23	18.00	132.30
Mmax pour un fut	271.41	6.00	44.10

Tableau IX.38 : Combinaisons des charges a ELS.

ELA1: EL- 0.3EV+0.3ET	NA [t]	HL[t]	HT(t)	ML [t.m]	MT [t.m]
G+E+0,2A(L)	675.88	140.06	49.27	976.12	346.13

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

G+E+0,2Bc	652.70	140.89	49.27	982.21	346.13
G+E+0,2Mc 120	652.28	137.89	49.27	960.16	346.13
G+E+0,2D240	663.50	137.89	49.27	960.16	346.13
ML_{max}	652.70	140.89	49.27	982.21	346.13
ML_{max} pour un fut	217.57	46.96	16.42	327.40	115.38

Tableau IX.39 : Combinaisons des charges a ELA1.

ELA2: ET- 0.3EV+0.3EL	NA [t]	HL[t]	HT(t)	ML [t.m]	MT [t.m]
G+E+0,2A(L)	675.88	43.54	164.23	304.01	1153.77
G+E+0,2Bc	652.70	44.37	164.23	310.10	1153.77
G+E+0,2Mc 120	652.28	44.37	164.23	288.05	1153.77
G+E+0,2D240	663.50	44.37	164.23	288.05	1153.77
ML_{max}	652.70	44.37	164.23	310.10	1153.77
MT_{max} pour un fut	217.57	14.79	54.74	103.37	384.59

Tableau IX.40 : Combinaisons des charges a ELA2.

Recapitulatif des combinaisons les plus lourdes :

	N	ML(tm)	MT(tm)	
ELU	365.67	58.80		
ELS	271.41	44.10		
ELA1	217.57	327.40	115.38	
ELA2	217.57	103.37	384.59	

Tableau IX.41 : combinaisons les plus lourdes.III.2.3. ferrailage du fut

Le ferrailage se fait avec ROBOT EXPERT 2010

Le fut travail en flexion composée à l'ELU et en flexion déviée à l'ELA

	ELU	ELA1	ELA2	A _{smax}
AS1	0	117.06	143.90	41.64cm ² /ml

Section minimale : $0,15\% S < A2 < 1,5\% S$

$$S = 11309.7\text{cm}^2$$

d'où : $56.55\text{cm}^2 < A2 < 169.65\text{cm}^2$

$$15.20\text{cm}^2/\text{ml} < A_2 < 49.09\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S1} = \text{Max} (A_u , A_a , A_{\text{min}}) = 41.64\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Ferraillage transversal:**

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

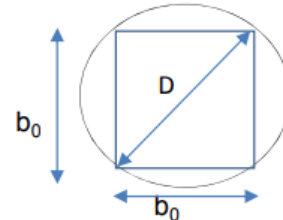
$$b_0^2 + b_0^2 = D^2$$

$$b_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} \times D = 0.85 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times b_0 = 0.76 \text{ m}$$

$$V_A = \sqrt{H_T^2 + H_L^2} = 56.70 \text{ t}$$

$$\tau_A = \frac{1,4 \times V_A}{b_0 \times d} = 122.51 \text{ t/m}^2 = 1.23 \text{ MPa}$$



Dans le cas où la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} = 27\text{MPa}$

La contrainte tangente limite:

$$\tau_{ELA} \leq \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \quad \text{Avec: } \gamma_b = 1.3$$

$$\bar{\tau}_A \leq \min (3.12\text{MPa} , 4 \text{ MPa}) \quad \rightarrow \quad = 3.12 \text{ MPa}$$

$\tau_A < \bar{\tau}_A$ Condition vérifiée $\bar{\tau}_A$

- **Calcul de la section d'armature:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = \frac{\gamma_s \times \tau_u (0,3 \times f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\gamma_s = 1.00 \quad \text{cas de combinaisons fondamentales}$$

$$f_{tj} = 2.22\text{MPa}$$

$$K = 0 \quad \text{cas de reprise de bétonnage.}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{inclinaison des armatures.}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 0.85 \text{ m} \quad \rightarrow A_t = 3.47\text{cm}^2$$

- **Calcul de la section d'armature minimale:**

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

$$\frac{A_{\min}}{St} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = 1.02\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_t, A_{\min}) = 3.47\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 2 \text{ cerces } T 16$$

Récapitulation :

	Armatures	type d'armature		espacement e(cm)
ferrailage vertical	vertical	1 nappes	T 25	15
ferrailage horizontal	cerces	2 nappes	T 16	15

Tableau IX.42 : ferrailages vertical et horizontal.

III.3. Etude et ferrailage de la semelle et des pieux

III.3.1. Combinaisons des charges

ELU	N(t)	H _L (t)	M _L (t.m)
1,35G+1,6A1	1690.57	17.38	153.79
1,35G+1,6Bc	1505.18	24.00	212.40
1,35G+1,35Mc120	1475.04		0.00
1,35G+1,35D240	1550.77		0.00
Nmax	1690.57	17.38	153.79
Nmin	1475.04		
Mmax	1505.18	24.00	212.40

Tableau IX.43 : Combinaisons des charges a ELU.

ELS	N	H _L (t)	M _L (t.m)
G+1,2A1 1255.60	1255.60	13.03	115.34
G+1,2Bc	1116.56	18.00	159.30
G+Mc 120	1092.62		0.00
D240	1148.72		0.00
Nmax	1255.60	13.03	115.34
Nmin	1092.62		
Mmax	1116.56	18.00	159.30

Tableau IX.44 : Combinaisons des charges a ELS.

E=EV+0,3EL+0,3ET	N [t]	H _L [t]	H _T (t)	M _L [t.m]	M _T [t.m]
NG+EV+0,2A(L)	1217.63			378.40	
0,3EH+0,2[FrA(L)]		55.63	61.36		429.11
NG+EV+0,2[Bc]	1194.46			385.73	

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

0,3EH +0,2[FrBc]		56.46	61.36		429.11
NG+EV+0,2Mc120	1194.04			359.18	
0,3EH		56.46	61.36		429.11
NG+EV+0,2D240	1205.25			359.18	
0,3EH		56.46	61.36		429.11
NMAX	1217.63	56.63	61.36	378.40	429.11

E=- EV+0,3EL+0,3ET	N [t]	HL[t]	HT(t)	ML [t.m]	MT[t.m]
NG-EV+0,2A(L)	843.71			378.40	
0,3EH+0,2[FrA(L)]		55.63	61.36		429.11
NG-EV+0,2[Bc]	820.53			385.73	
0,3EH +0,2[FrBc]		56.46	61.36		429.11
NG-EV+0,2Mc120	820.11			359.18	
0,3EH		53.46	61.36		429.11
NG-EV+0,2D240	831.33			359.18	
0,3EH		53.46	61.36		429.11
NMIN	820.11	53.46	61.36	359.18	429.11

ET+0,3EV+0,3EL	N [t]	HL[t]	HT(t)	ML [t.m]	MT[t.m]
NG- 0,3EV+0,2A(L)	1086.76			378.40	
0,3EH+0,2[FrA(L)]		55.63	204.55		1430.38
NG-0,3EV+0,2[Bc]	1063.59			385.73	
0,3EH +0,2[FrBc]		56.46	204.55		1430.38
NG- 0,3EV+0,2Mc120	1063.16			359.18	
0,3EH		56.46	204.55		1430.38
NG- 0,3EV+0,2D240	962.20			359.18	
0,3EH		56.46	204.55		1430.38
MT MAX	1063.59	56.46	204.55	385.73	1430.38

ET+0,3EV+0,3EL	N [t]	HL[t]	HT(t)	ML [t.m]	MT[t.m]
-----------------------	--------------	--------------	--------------	-----------------	----------------

NG-0,3EV+0,2A(L)	1086.76			1216.48	
0,3EH+0,2[FrA(L)]		180.38	61.36		429.11
NG-0,3EV+0,2[Bc]	1063.59			1223.81	
0,3EH +0,2[FrBc]		181.21	61.36		429.11
NG+0,3EV+0,2Mc120	1063.16			1197.26	
0,3EH		178.21	61.36		429.11
NG+0,3EV+0,2D240	1074.38			1197.26	
0,3EH		178.21	61.36		429.11
ML MAX	1063.59	181.21	61.36	1223.81	429.11

Tableau IX.45 : Combinaisons des charges a ELA.

III.3.2. Verification Des Pieux pour pile

L_g pieux = 30 m

Verification des pieux à L' E.L.S

A l'ELS	Valeurs	QELS- adm(t)	npieux	di(m)	np/file	Wi	Ri (t)
N max	1255.60	268.22	6	1.80	3	10.8	219.95
M cor	115.34						198.59
N min	1092.62	268.22	6	1.80	3	10.8	182.10
M cor	0.00						182.10
M max	159.30	268.22	6	1.80	3	10.8	200.84
N cor	1116.56						171.34

Tableau IX.46 : Verification des pieux à L' ELS.

$$R_{MAX} = 219,95 < Q_{ELS-adm}$$

$$R_{MIN} = 171.34 > -105.64 \quad \text{Pas de poinçonnement.}$$

Verification des pieux à L' E.L.U

A l'ELS	Valeurs	QELS- adm(t)	npieux	di(m)	np/file	Wi	Ri (t)
N max	1690.57	361.13	6	1.80	3	10.8	296.00
M cor	153.79						267.52
N min	1475.04	361.13	6	1.80	3	10.8	245.84
M cor	0.00						245.84
M max	212.40	361.13	6	1.80	3	10.8	270.53

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

N cor	1505.18						231.20
--------------	---------	--	--	--	--	--	--------

Tableau IX.47 : Verification des pieux à L' ELU.

$R_{MAX} = 296.00 < Q_{ELU-adm}$ Pas de poinçonnement.

$R_{MIN} = 231.20 > -150.92$

A l'ELA	Valeurs	QELA- adm	npieux	d1(m)	d2(m)	WL	WT	Ri (t)	Ri extreme (t)
N max	1217.6	421.31	6.00	1.80	3.60	10.80	14.40	267.78	320.38
ML cor	378.4							138.10	
MT cor	429.1							197.70	
								208.18	
N min	820.1	421.31	6.00	1.80	3.60	10.80	14.40	199.74	
ML cor	359.2							73.63	
MT cor	429.1							140.14	
								133.23	
MT max	1430.4	421.31	6.00	1.80	3.60	10.80	14.40	312.3	34.15
ML cor	385.7							42.22	
N cor	1063.59							113.65	
								240.88	
ML max	1223.81	421.31	6.00	1.80	3.60	10.80	14.40	320.38	
MT cor	429.11							34.15	
N cor	1063.59							260.78	
								93.75	

Tableau IX.48 : Verification des pieux à L' ELA.

$R_{MAX} = 320,38 < Q_{ELU-adm}$ Pas de poinçonnement.

$R_{MIN} = 34.15 > -162.53$

III.3.3. Ferrailage du pieux

III.3.3.1. Ferrailage longitudinale

- **Ferrailage à l'ELU**

Le pieu est libre en pied et encastré sur la semelle

Diametre du pieu $\varnothing = 1,20$ m

Element	Formule	valeur	unité
---------	---------	--------	-------

Fe500	Contrainte d'acier	500	Mpa
θ		1	
δb		1.5	
fc28	Resistance de béton à 28 jours	27	Mpa
Dpieu	Diametre du pieu	1.20	m
C	[E/f.S0,5] Coeficient de réaction élastique du sol	15 000.00	t/m3
f_{bc}	Contrainte limite de béton à l'ELU	14.40	Mpa
	Contrainte limite de béton à l'ELS	15.30	Mpa
I pieu	$[\pi D^4 / 64]$	0.102	m4
E béton	$11000[fc28]^{1/3}$	3300000	t/m2
b'	largeur apparente du pieu $b'=K.D$, $k=1.5$	1.8	m
α	$[4EI/Cb']^{1/4}$	2.66	M
β	$[Mo / To \times \alpha]$	0	
Z	$\alpha \cdot \text{Arctg}.[1/(1+2\beta)]$	119.520	m
Z/α		0.785	
C1	$e^{-z/\alpha} [\text{Sin}(z/\alpha) + \beta(\text{Sin}(z/\alpha) + \text{Cos}(z/\alpha))]$	0.322	
Muo MAX	$To \alpha C1$	2.480	t.m
A b PIEU	$[\pi D^2 / 4]$	11309.734	cm ²
AS min=1%A	$1\% \times [\pi D^2 / 4]$	113.097	cm ²

Tableau IX.49 : Ferrillage à l'ELU.

- **Verification de la section d'armature**

On prend $A_s = 25T25$ Cette section d'acier doit verifier les deux condition suivantes:

1- Verification de la 1ere condition $A_s > A_{MIN}$

Section minimale d'acier $A_{min}=1\% A_b$

$$A_s = 122.72\text{cm}^2 > A_{s\ min} = 113.10\text{cm}^2$$

Donc la premiere condition est verifiée

2- Verification de la 2eme condition $\bar{M} > M_{U0}$

- Pour $N_{u\max}$: $\bar{M} > M_{U0\ MAX}$

$$N_{u\max} = 2.96\text{MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.33 \quad , \quad v = \frac{4 N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.18 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.163$$

$$\bar{M} = 3.19 \text{ MN.m} > M_{U0 \text{ MAX}} = 0.025 \text{ MN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Pour $N_{u \text{ min}}$: $\bar{M} > M_{U0 \text{ MAX}}$

$$N_{u \text{ min}} = 2.68 \text{ MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.33 \quad , \quad \nu = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.16 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.16$$

$$\bar{M} = 3.13 \text{ MN.m} > M_{U0 \text{ MAX}} = 0.025 \text{ MN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de béton

La vérification se fait à l'E.L.S

Données

$N_{SER \text{ MAX}}$ [t]	H_{ser} [t]	M_{ser} [t.m]	n	$T_0(t)$
1255.60	13.03	115.34	6.00	2.172

$N_{s0 \text{ MAX}}$ [t]	$N_{s0 \text{ min}}$ [t]	$M_{SER0 \text{ MAX}}$ [t.m]
219.95	198.59	1.860

Calcul de la contrainte dans le béton pour le $N_{ser0 \text{ max}}$

calcul des paramètres principaux : pour $N_{s0 \text{ MAX}} = 219.95 \text{ t}$

$$M_{SER0 \text{ MAX}} = 1.86 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M_{s0 \text{ max}}}{N_{s0 \text{ MAX}}} = 0.01 \text{ m} < \frac{D}{8} = 0.15 \text{ m} \quad \text{donc la section circulaire est entièrement comprimée}$$

la contrainte maximale de compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B_{hs}} + \frac{M_s D}{I} \quad \text{avec} \quad B_h = \frac{\pi D^2}{4} + nA$$

A: section d'acier = 0.0123 cm^2 , n : coefficient d'équivalence acier béton = 15

I : le moment d'inertie de la section homogène $I = \frac{\pi D^4}{64} + n \frac{Ad^2}{8}$

$$d = D - 2c$$

$$\text{Donc : } B_h = 1.315 \text{ m}^2 \quad , \quad I = 0.1286 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc}$$

la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = 1.846 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15.30 \text{ Mpa}$. **Condition vérifiée.**

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

Calcul de la contrainte dans le béton pour le N_{ser0}^{\min}

calcul des parametres principaux : pour $N_{s0}^{\min} = 198.59 \text{ t}$

$$M_{SER0}^{\min} = 1.86 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M_{s0\min}}{N_{s0\min}} = 0.01 \text{ m} < \frac{D}{8} = 0.15 \text{ m} \quad \text{donc la section circulaire est entièrement comprimée}$$

$$\sigma_{bc} = 1.684 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15.30 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Ferrailage du pieu à l'ELA cas du moment longitudinal max**

Le pieu est libre en pied et encasté sur la semelle

$N_{cor} \text{ [t]}$	$H_L \text{ [t]}$	$H_T \text{ [t]}$	$H=(HL^2+HT^2)^{1/2}$ [t]	ML^{MAX}	M_T^{cor}
1 063.59	181.21	61.36	191.31	1223.81	429.11

n	$T_o \text{ [t]}$	$N_o^{MAX} \text{ [t]}$	$N_o^{\min} \text{ [t]}$
6.00	31.89	320.38	34.15

Element	Formule	valeur	unité
Fe500	Contrainte d'acier	500	Mpa
θ		1	
δb		1.15	
fc28	Resistance de béton à 28 jours	27	Mpa
Dpieu	Diametre du pieu	1.20	m
C	[E/f.S0,5] Coeficient de réaction élastique du sol	15 000.00	t/m3
f_{bc}	Contrainte limite de béton à l'ELU	18.78	Mpa
	Contrainte limite de béton à l'ELS	19.96	Mpa
I pieu	$[\pi D^4 / 64]$	0.102	m4
E béton	$11000[fc28]^{1/3}$	3300000	t/m2
b'	largeur apparente du pieu $b'=K.D$, $k=1.5$	1.8	m
α	$[4EI/Cb']^{1/4}$	2.66	M
β	$[Mo / To \times \alpha]$	0	
Z	$\alpha \cdot \text{Arctg}. [1/(1+2\beta)]$	119.520	m
Z/α		0.785	
C1	$e(-z/\alpha) [\text{Sin}(z/\alpha)+\beta(\text{Sin}(z/\alpha)+\text{Cos}(z/\alpha))]$	0.322	

Muo MAX	To α C1	27.303	t.m
A b PIEU	[πD ² /4]	11309.734	cm ²
As min=1%A	1% x [IID ² /4]	113.097	cm ²

Tableau IX.50 : Ferrailage à l'ELA.

- **Verification de la section d'armature**

On prend $A_s = 25T25$ Cette section d'acier doit vérifier les deux conditions suivantes:

1- Verification de la 1ere condition $A_s > A_{MIN}$

Section minimale d'acier $A_{min} = 1\% A_b$

$$A_s = 122.72 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 113.10 \text{ cm}^2$$

Donc la premiere condition est verifiée

2- Verification de la 2eme condition $\bar{M} > M_{U0}$

- Pour N_{0max} : $\bar{M} > M_{U0}^{MAX}$

$$N_0^{max} = 3.20 \text{ MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.29 \quad , \quad v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.15 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.14$$

$$\bar{M} = 6.00 \text{ MN.m} > M_{U0}^{MAX} = 0.273 \text{ MN.m} \quad \text{condition verifiée}$$

- Pour N_{u}^{min} : $\bar{M} > M_{U0}^{MAX}$

$$N_u^{min} = 0.34 \text{ MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.29 \quad , \quad v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.0161 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.12$$

$$\bar{M} = 2.93 \text{ MN.m} > M_{U0}^{MAX} = 0.273 \text{ MN.m} \quad \text{condition verifiée}$$

III.3.3.2. Calcul des armatures transversales des pieux (cerces)

- **Verification de l'effort tranchant en tete de pieu**

On assimile la section circulaire à une section rectangulaire ($b_0 \times b_0$)

Condition à verifier :

$$\tau_{ELA} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{ELA}$$

Element	Formule	valeur	unité
γ_b	Coefficient de securité de béton	1.15	
γ_s	Coefficient de securité de l'acier	1	
$H_{ELA} (T_o)$	Effort de cisaillement en tete de pieu à l'ELA	31.89	t
St	Espacement des cerces	0.1	m
b_0	$b_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} \times D$	0.85	m
d	$d=0.9 \times b_0$	0.76	m
K	Coefficient de reprise de bétonnage	0	

Tableau IX.51 : donnée effort tranchant.

Donc : $\tau_{ELA} = 0.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ELA} = 3.52 \text{ Mpa}$ **condition verifiée**

Section d'acier transversale A_t : $\frac{A_t}{St} = \frac{b_0 \gamma_b ((\tau - 0,3k))}{0,9f_e}$

$A_t = 0.93 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage du pieux à l'ELA cas du moment transversal max:**

Le pieu est libre en pied et encastré sur la semelle

$N_{cor} [t]$	$H_L [t]$	$H_T [t]$	$H = (H_L^2 + H_T^2)^{1/2} [t]$	ML^{MAX}	M_T^{cor}
1 063.59	56.46	204.55	212.2	385.73	1423.38

n	$T_o [t]$	$N_o^{MAX} [t]$	$N_o^{min} [t]$
6.00	35.37	312.31	42.22

Element	Formule	valeur	unité
Fe500	Contrainte d'acier	500	Mpa
θ		1	
δ_b		1.15	
fc28	Resistance de béton à 28 jours	27	Mpa
Dpieu	Diametre du pieu	1.20	m
C	[E/f.S0,5] Coefficient de réaction élastique du sol	15 000.00	t/m3
f_{bc}	Contrainte limite de béton à l'ELU	18.78	Mpa
	Contrainte limite de béton à l'ELS	19.96	Mpa
I pieu	$[\pi D^4 / 64]$	0.102	m4

E béton	$11000[f_{c28}]^{1/3}$	3300000	t/m2
b'	largeur apparente du pieu $b'=K.D$, $k=1.5$	1.8	m
α	$[4EI/Cb']^{1/4}$	2.66	M
β	$[M_o / T_o \times \alpha]$	0	
Z	$\alpha \cdot \text{Arctg}.[1/(1+2\beta)]$	119.520	m
Z/α		0.785	
C1	$e^{-z/\alpha} [\text{Sin}(z/\alpha)+\beta(\text{Sin}(z/\alpha)+\text{Cos}(z/\alpha))]$	0.322	
Muo MAX	$T_o \alpha C1$	30.283	t.m
A b PIEU	$[\pi D^2 / 4]$	11309.734	cm ²
AS min=1%A	$1\% \times [\pi D^2 / 4]$	113.097	cm ²

Tableau IX.52 : ferrailage à l'ELA.

Verification de la section d'armature

On prend $A_s = 25T25$ Cette section d'acier doit verifier les deux condition suivantes:

1- Verification de la 1ere condition $A_s > A_{MIN}$

Section minimale d'acier $A_{min} = 1\% A_b$

$$A_s = 122.72 \text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 113.10 \text{cm}^2$$

Donc la premiere condition est verifiée

2- Verification de la 2eme condition $\bar{M} > M_{U0}$

- Pour N_{max} : $\bar{M} > M_{U0}^{MAX}$

$$N_0^{max} = 3.12 \text{ MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.29 \quad , \quad v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.15 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.16$$

$$\bar{M} = 4.08 \text{ MN.m} > M_{U0}^{MAX} = 0.303 \text{ MN.m} \quad \text{condition verifiée}$$

- Pour N_{min} : $\bar{M} > M_{U0}^{MAX}$

$$N_{min} = 0.42 \text{ MN}$$

$$\rho = \frac{4A \frac{f_e}{\delta s}}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.29 \quad , \quad v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} = 0.0199 \quad , \quad \mu_G = \frac{4MG}{\pi D^3 f_{bc}} = 0.12$$

$$\bar{M} = 3.06 \text{ MN.m} > M_{U0}^{MAX} = 0.303 \text{ MN.m} \quad \text{condition verifiée}$$

- **Verification de l'effort tranchant en tete de pieu :**

Calcul des armatures transversales des pieux (cerces) :

On assimile la section circulaire à une section rectangulaire ($b_0 \times b_0$)

Condition à vérifier :
$$\tau_{ELA} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{ELA}$$

Element	Formule	valeur	unité
γ_b	Coefficient de securité de béton	1.15	
γ_s	Coefficient de securité de l'acier	1	
HELA (To)	Effort de cisaillement en tete de pieu à l'ELA	35.37	t
St	Espacement des cerces	0.1	m
b0	$b_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} \times D$	0.85	m
d	$d = 0.9 \times b_0$	0.76	m
K	Coefficient de reprise de bétonnage	0	

Tableau IX.53 : données.

Donc : $\tau_{ELA} = 0.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ELA} = 3.52 \text{ Mpa}$ **condition vérifiée**

Section d'acier transversale A_t :
$$\frac{A_t}{St} = \frac{b_0 \gamma_b ((\tau - 0,3k))}{0,9f_e}$$

$A_t = 1.03 \text{ cm}^2$

Ferraillage de la semelle :

La semelle est étudiée selon la méthode des bielles. Afin de pouvoir appliquer cette méthode, il y a lieu de satisfaire les conditions suivantes : L'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45°

L'épaisseur de la semelle $h \geq \left(\frac{l}{2}\right) - \left(\frac{b}{4}\right)$

l et b étant respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du mur frontal

Le cas le plus défavorable est donné à l'ELS d'après le document SETRA PP73 APPUIS DES TABLIERS

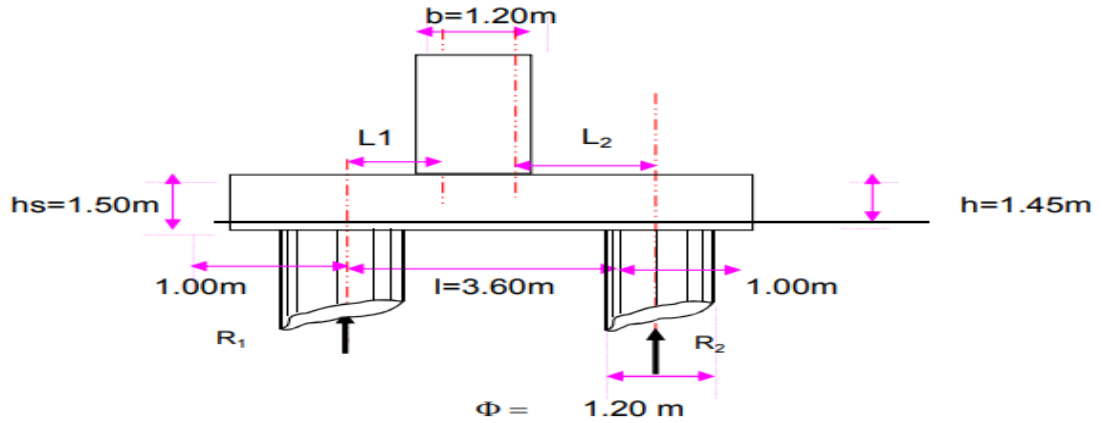


Figure IX.11 : Les dimensions de la semelle.

b [m]	hs[m]	L1 [m]	L2 [m]	h[m]	Øpieu[m]	Fe50[Mpa]	l' [m]
1.20	1.50	1.50	1.50	1.45	1.20	500	2.70

γs	ELS	1.5
	ELU	1.15
	ELA	1

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad A_i = \left[\frac{R_i}{\sigma_s} \right] \times \left[\frac{L_i}{h} \right] \quad A = \text{Max}(A_i) \quad l' = \text{Øpieu} + h_s$$

Com	N° FILE	Ri	Li	σs [t/m²]	Ai [cm²]
ELS	1	219.95	1.50	33333.33	68.26
	2	198.59	1.50		61.63
ELU	1	296.00	1.50	43478.26	70.43
	2	267.52	1.50		63.65
ELA	1	320.38	1.50	50000.00	66.29
	2	34.15	1.50		7.07
A^{MAX} [cm²] =					70.43

Tableau IX.54 : les sections des armatures.

Cette section d'armature est placée sur une longueur l' = 2.70 m

$$D'où \quad A = \frac{70.43}{2.70} = 26.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 14.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

Section minimale : $0,15\% S < A < 1,5\% S$

$S = 15000 \text{ cm}^2$ $A = \text{Max} (A_u, A_a, A_{cnf}, A_{min}) = 26.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d'où: $22,50 \text{ cm}^2 < A_2 < 225.00 \text{ cm}^2$

	Armatures	type d'armature		espacement
inférieur	principales	1 nappe	T 25	15
	de répartition		T 16	15
supérieur	principales	1 nappes	T 20	15
	de répartition		T 14	15

Tableau IX.55 : resultats de ferailage obtenus.

A ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{R_u}{b_0 \times d} \leq 1,5 \times f_{t28}$$

$V_u = 296.00 \text{ t}$; $V_a = 320.38 \text{ t}$

$\tau_u = 75.61 \text{ t/m}^2 = 0.76 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

$\tau_a = 81.83 \text{ t/m}^2 = 0.82 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

Vérification du poinçonnement semelle-pieu :

Symbole	Designation	Valeur	Unité
a	debord de la semelle sens longitudinale	0.40	
b	debord de la semelle sens transversale	0.60	
h	Epaisseur totale de la semelle	1.50	m
γ_b	Coefficient de securité de béton ELU	1.5	
γ_b	Coefficient de securité de béton ELA	1.15	
f_{c28}	Resistance caracteristique du beton	27.00	Mpa
U_c	Perimetre du contour du feuillet moyen	4.321	m
$Q_{U\text{-fondamentale}}$	Charge de calcul à l'ELU	296.00	t
$Q_{U\text{-accidentel}}$	de calcul à l'ELA	320.38	t

Tableau IX.56 : Vérification du poinçonnement semelle-pieu.

$$Q_{U\text{-fondamentale}} < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 524.95 \text{ t} \quad \text{ELU verifié}$$

$$Q_{U\text{-accidentel}} < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 684.72 \text{ t} \quad \text{ELA verifié}$$

Verification du cisaillement semelle-pieu :

$$\tau_U < \tau_{U-MAX} \quad \text{avec: } \tau_U = 1,4 \times \frac{V_U}{\Phi_2}$$

Symbole	Désignation	Valeur	Unité
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton	27.00	Mpa
γ_b	Coefficient de sécurité de béton ELA	1.15	
V_U	Effort tranchant en tête de pieu ELA(1pieu)	35.37	t
Φ_{pieu}	Diamètre du pieu	1.20	m
τ_U	Contrainte de cisaillement en tete de pieu	34.38	t/m ²
τ_{U-MAX}	Contrainte limite de cisaillement du béton	234.78	t/m ²

Tableau IX.57 : Verification du cisaillement semelle-pieu.

34.38 t/m² < 234.78 t/m² **verifié.**

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de bien visualiser le travail de conception et le calcul des différents éléments de l'ouvrage d'art et de mettre en application les connaissances théoriques acquises lors de notre formation. L'utilisation des logiciels (ROBOT, Auto CAD, Excel) a contribué à enrichir notre expérience dans le domaine des études.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante la plus satisfaisante qui est pont à poutres en béton précontrainte.

L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.

La modélisation nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte. Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Finalement le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure.

En fin, l'élaboration de ce travail a été bénéfique pour nous et nous a permis de côtoyer et de découvrir le monde professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

• Références Documents

[1] : Cours de ponts 1^{er} année master.

[2] : rapport étude géotechnique **Laboratoire des études géotechnique de sol TOUABET GEO - LAB**

[3] : Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. GC (juin 2003) Guide de conception / Document **SETRA**.

[4] : VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension **Guide** de conception / Document **SETRA**.

[5] : Ponts mixtes acier-béton bipoutres — Guide de conception / Document **SETRA**.

Ponts mixtes acier - béton — Guide de conception durable / Document **SETRA**.

[6] : Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

[7] : Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

[8] : RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

[9] : Béton précontraint — Par Robert CHAUSSIN.

[10] : ENPC-BAEP2 — Béton Précontraint : Pertes de précontrainte.

[11] : VIPP GUIDE DE CONCEPTION - Service d'étude techniques des routes et autoroutes **SETRA**.

[12] : Conception et dimensionnement des ponts poutre — Cours de génie parasismique semestre d'été 2005 / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[13] : Conception et dimensionnement de la précontrainte — ENAC – Section de génie civil / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[14] : Technologie des ponts.

[15] : Appareils d'appui en élastomère fretté — Guide technique / Document **SETRA**.

[16] : Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document **SETRA**.

[17] : Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

[18] : Mémoires de FFE.

[19] : RPOA 2008.

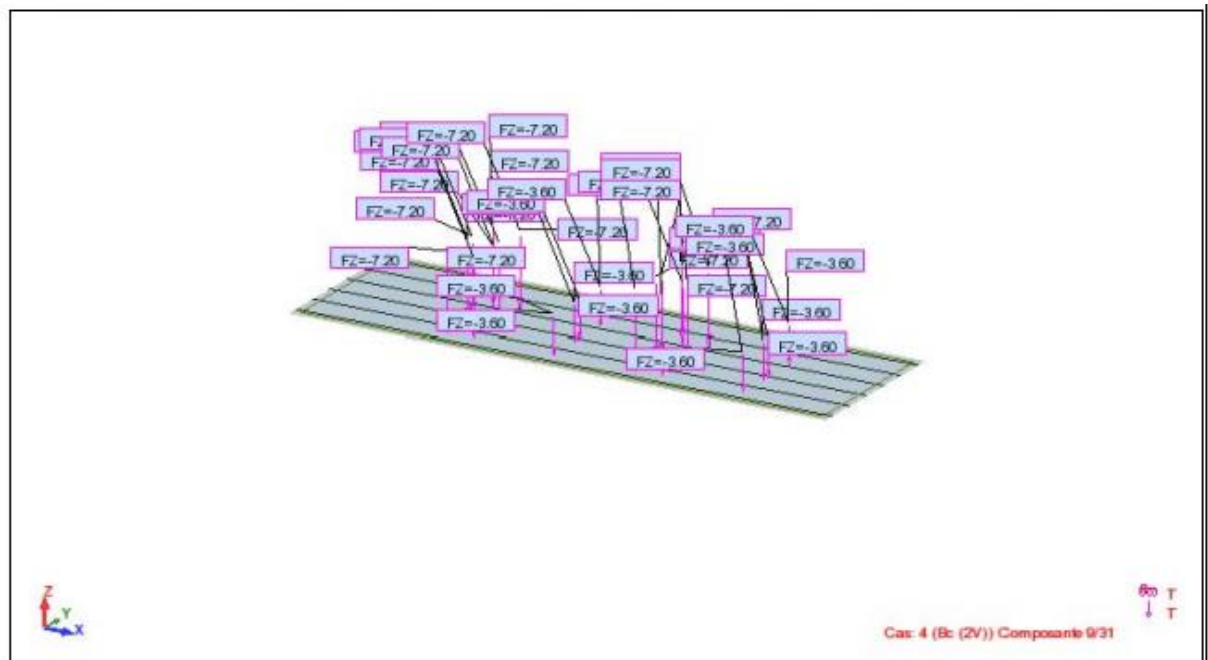
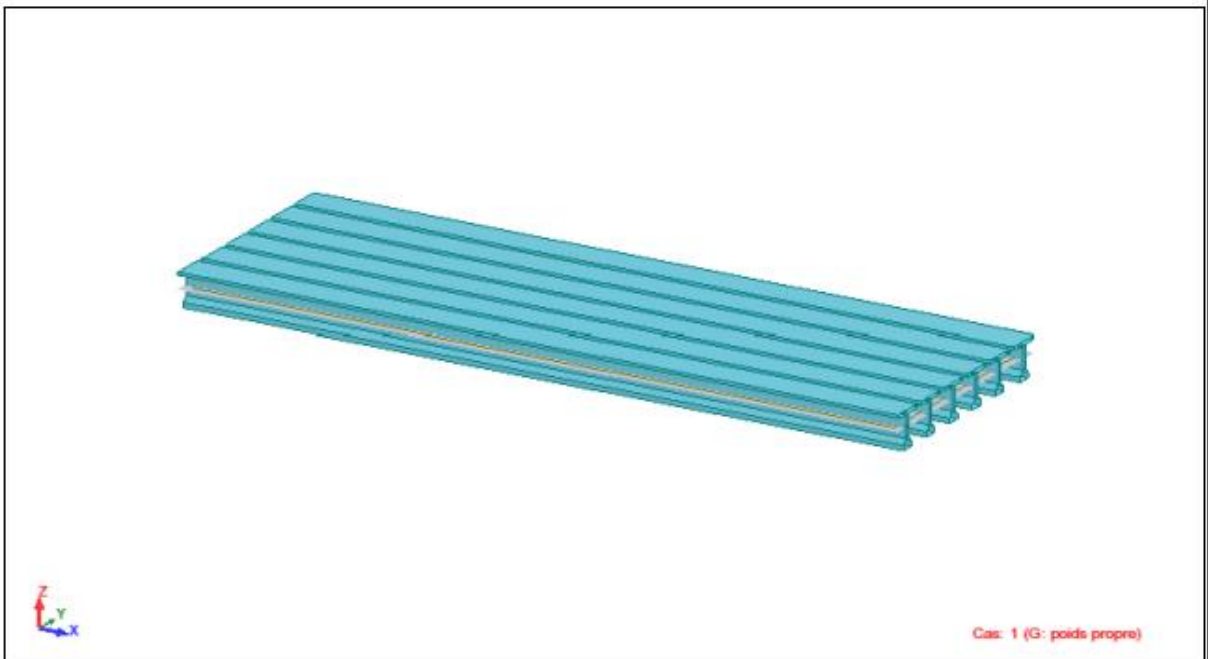
- **Logiciels de calcul**

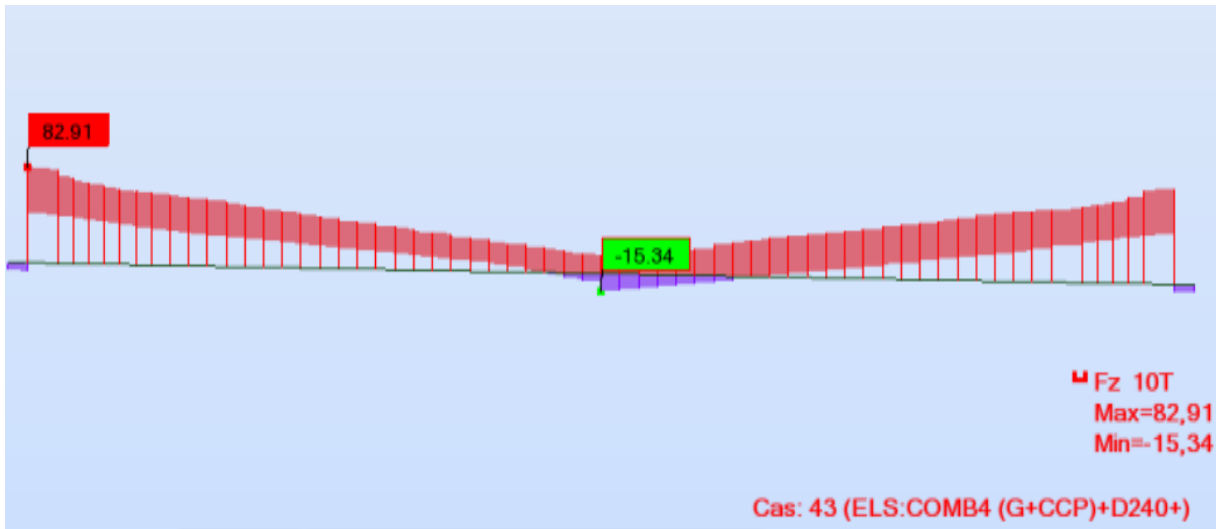
- ROBOT 2014 — Modélisation et évaluation des efforts.
- ROBOT EXPERT — Estimation de la section d'acier.
- EXCEL — Préparation les tableaux et les feuilles de calcul.
- AUTOCAD 2016 — Dessins.
- Logiciel RDM.

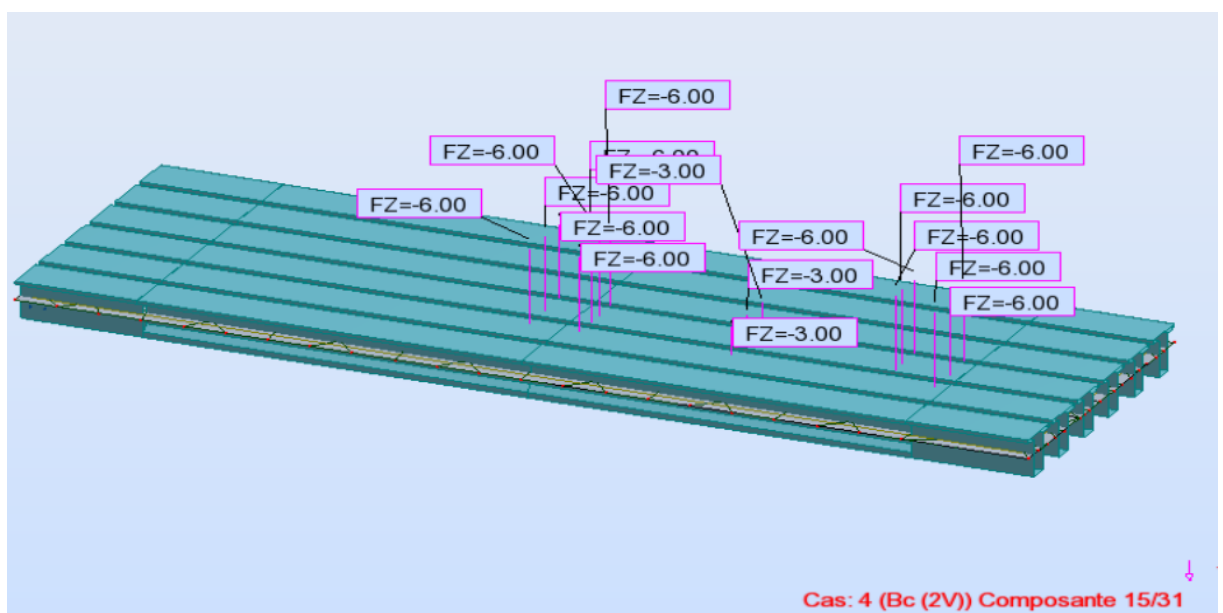
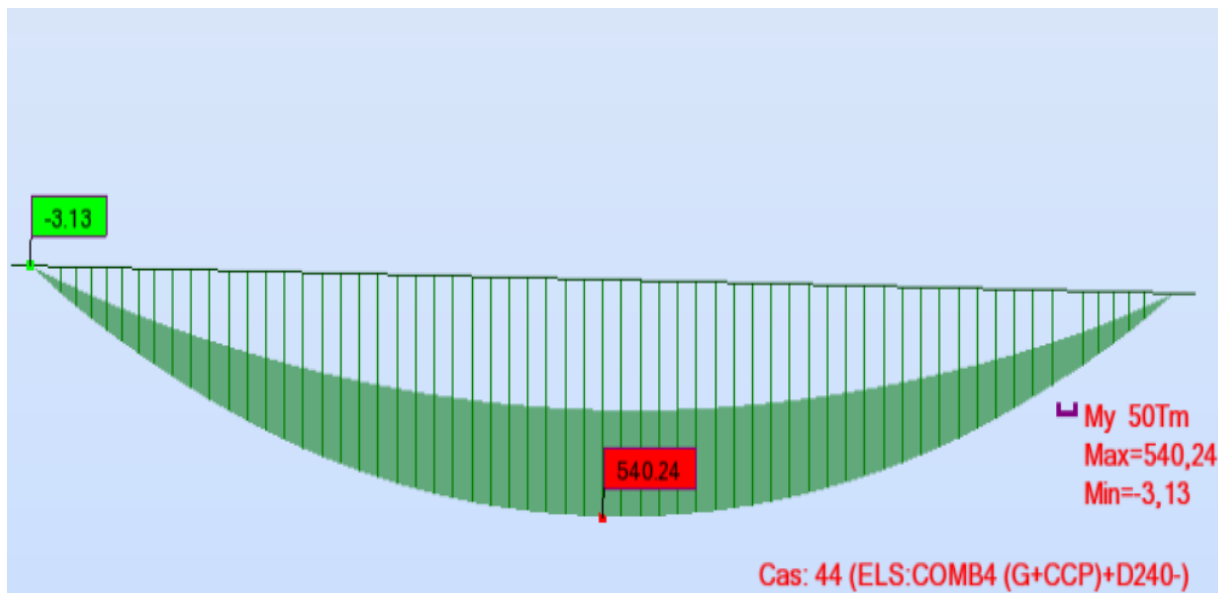
- **Site web**

- WWW.GOOGLE.COM.

ANNEXES

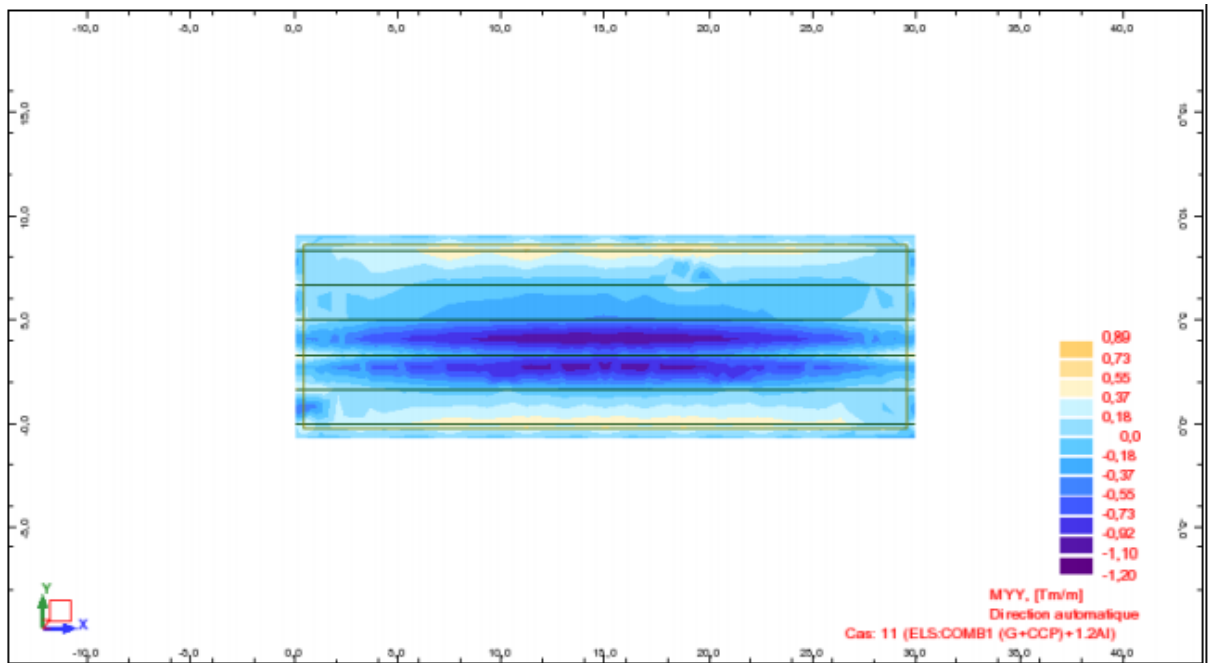
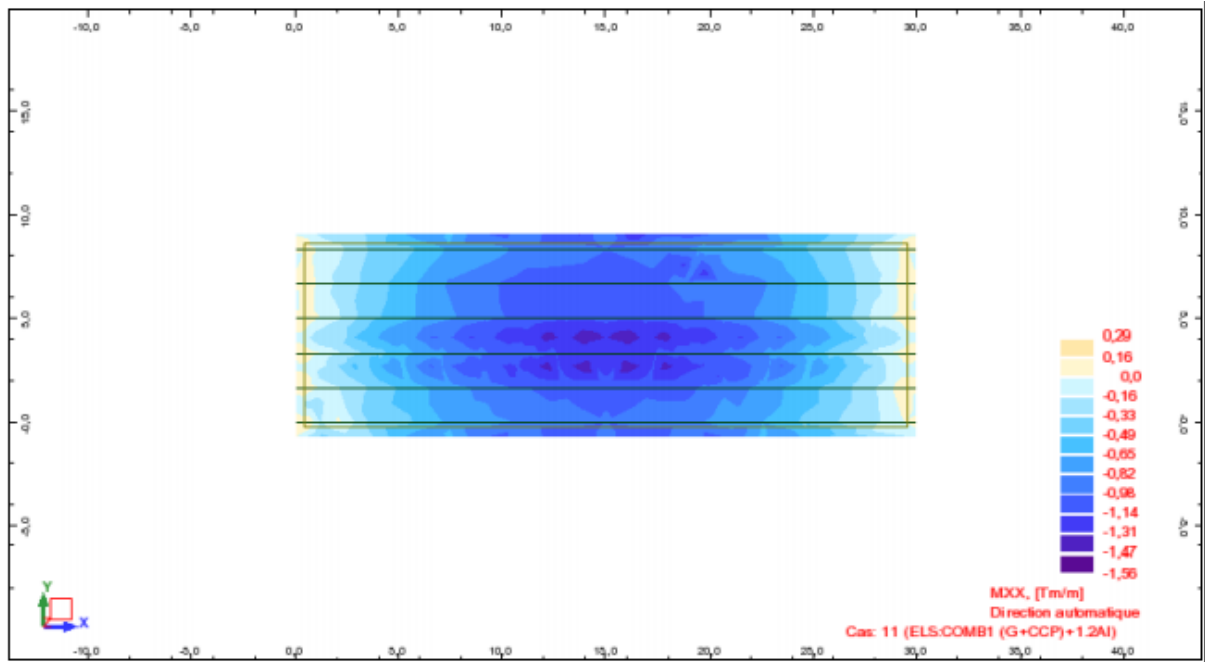






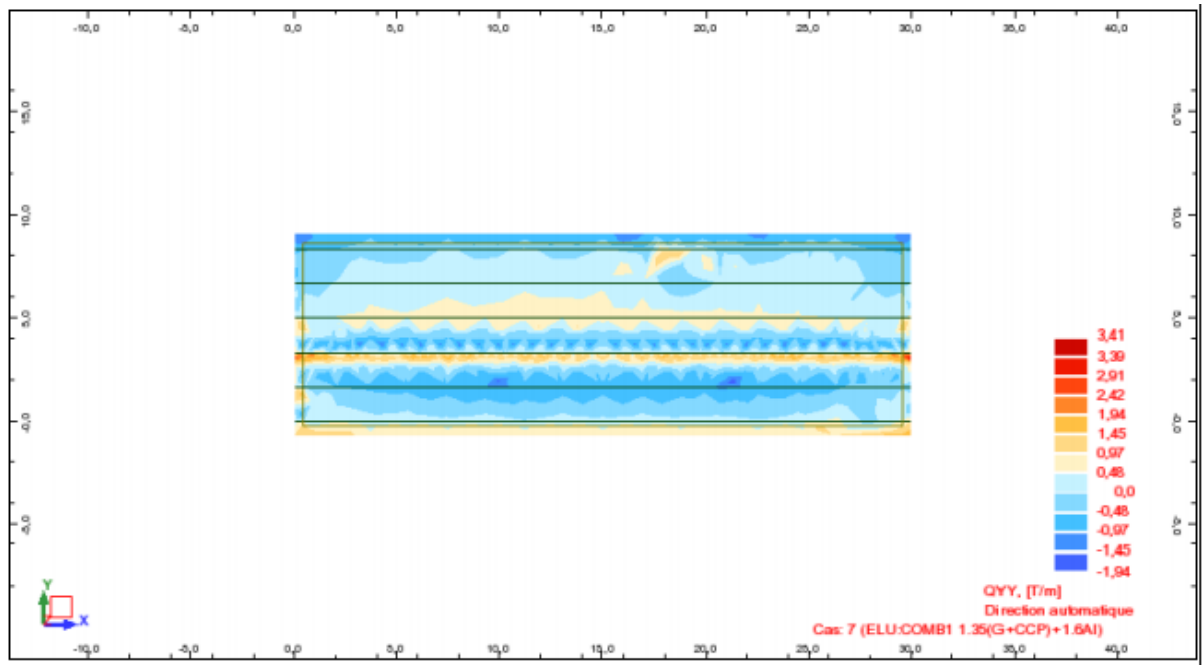
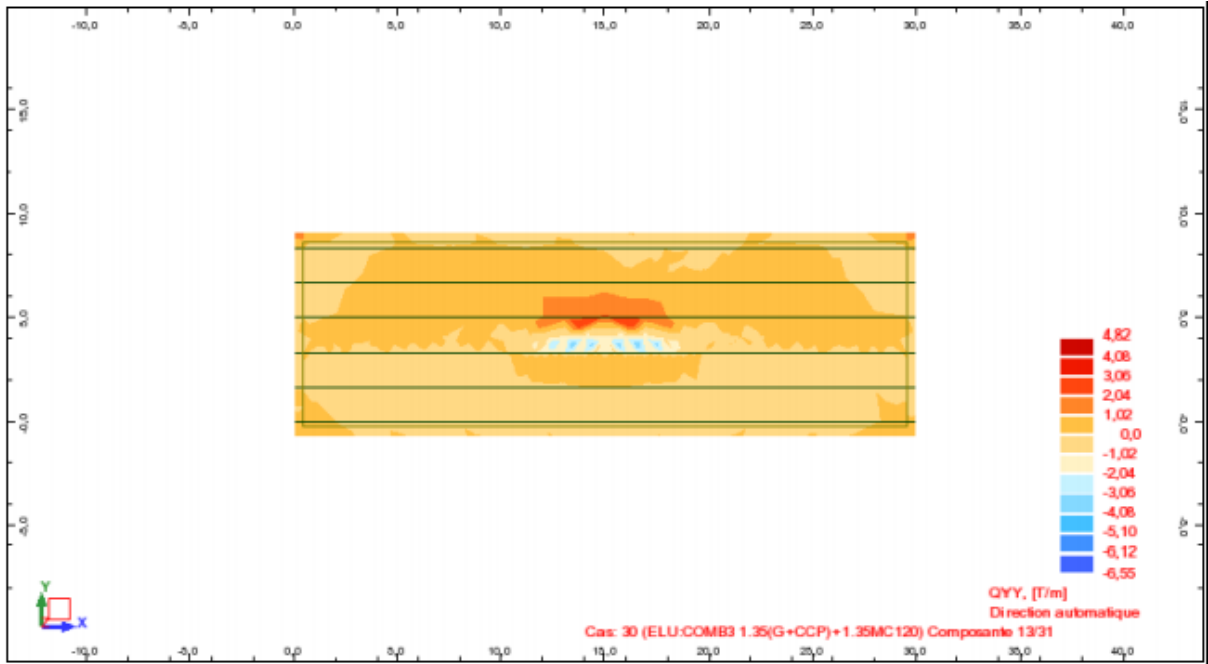


ANNEXE : Modélisation et Evaluation des Efforts.





ANNEXE : Modélisation et Evaluation des Efforts.





ANNEXE : Modélisation et Evaluation des Efforts.

