

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Bases

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
FERROVIAIRE V2 AU PK230+100 DE LA
LIGNE FERROVIAIRE BOUGHEZOUL-
DJELFA**

Présenté par :

ATTAR Sid Ahmed Fouad
MESLEM Mazigh Messaoud

Encadré par :

Mr. ABDELLI Tahar
Mr. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord, Nous tenons à remercier dieu, le généreux, le tout puissant qui nous a donné la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

Nous remercions monsieur Abdelli d'avoir accepté de diriger ce travail et pour tous ses efforts qu'il a mis pour nous faire parvenir l'information.

Nous remercions monsieur Fedeghouche notre Co-Encadreur qui nous a donné un master riche en information puis nous a guidés afin de bien le concevoir.

Nous remercions aussi monsieur Babakhouya qui n'a pas hésité à nous donner la main d'aide dans les situations critiques et nous prions Dieu de lui accorder santé, bonheur et succès.

On souhaite aussi adresser nos remerciements les plus sincères au corps professionnel et administratif en particulier madame Z. Mezaache de la bibliothèque de l'école nationale supérieure des travaux publics, pour la richesse et la qualité de leurs enseignements et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

Enfin, nos sincères remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, pour leurs soutiens et leurs encouragements... Merci à tous.

Dédicace

Je tiens d'abord à remercier dieu tout-puissant pour toutes les bénédictions et les privilèges qu'il m'a offerts afin de mener à bien et à terme ce travail que je dédie :

A ma très chère mère qui m'a supporté durant toutes ces dures années, et qui je sais, me supporteras toujours. J'ai conscience de l'effort colossal et des sacrifices que tu as fait pour moi et rien au monde ne pourras rembourser ma dette envers toi. Je me permets ainsi de te remercier et de prier Dieu pour te récompenser dans cette vie et dans l'au-delà, de te garder en bonne santé, heureuse et de toujours veillé sur toi.

A mon frère et ma sœur avec Thiziri et Tarek qui ont pu me supporter, patienter avec moi et qui étaient très indulgents tout au long de ce travail.

A tous mes amis chers amis qui me manquent énormément Abdou, Sarra, Kika, Mohamed, Aya, Radja, Mustapha, Nazim et Shimi.

A tous mes camarades de l'ENSTP qui m'ont aidé durant ces 3 années, et surtout à Rym et Houda.

A Lydia,

Que dieu vous garde en bonne santé et vous protège. Je vous aime tous énormément.

MESLEM Mazigh Messaoud

Dédicace

Je dédie ce mémoire ...

A mes très chers parents,

Je leur dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans leurs soutiens sans failles et sans limites, qui grâce à eux je suis arrivé ou je suis aujourd'hui.

Tout au long de mon cursus vous n'avez jamais cessé de croire en moi et de m'encourager et de prier pour moi vous représentez le symbole de la bonté de la sagesse et de l'amour. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour ma formation.

A mes très chers frères Redouane, Mohamed Amine, Rafik,

Je vous souhaite un très bon avenir, plein de joie, de bonheur, réussite et de sérénité, j'ai eu de la chance d'avoir été élevé et grandi avec vous, vous avez toujours été mon inspiration et mon modèle.

A mon binôme Mazigh qui a été mon frère d'armes le long de ce projet, je te souhaite l'avenir plein de succès que tu mérites.

A mes très chers amis : Raouf, Ishak, Chafik, Moumen, Oussama, Chawki, Okba, Raouf... vous avez toujours été là pour moi dans les bons moments comme dans les mauvais.

A mes collègues de la promotion DIB.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail.

A Sabrina...

A tous ceux qui j'aime.

ATTAR Sid Ahmed Fouad

Résumé

Ce modeste travail propose la conception et l'étude d'un pont ferroviaire. Ce pont fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie qui relie Boughezoul à l'Djelfa qui se situe à Ain Maabed Djelfa plus exactement au PK230+100. Notre étude débute par une recherche bibliographique sur les formes des piles pour minimiser l'affouillement des ponts, puis on a commencé la conception des différentes variantes possibles suite à une collecte de données auprès de l'entreprise d'étude et de réalisation SAPTA. Ensuite, nous listons et analysons les différentes charges et surcharges. Enfin on a entamé l'étude et le dimensionnement du tablier et de l'infrastructure. Afin de concevoir et d'estimer l'effet des différentes charges sur notre pont, nous avons utilisé le logiciel ROBOT Structural Analysis.

Mots clés : Pont en béton Précontraintes, Pont ferroviaire, Modélisation, Infrastructure.

ملخص

يقترح هذا العمل المتواضع تصميم ودراسة جسر للسكة الحديدية. هذا الجسر هو جزء من خط السكة الحديدية الكهربائية مزدوجة المسار الجديدة التي تربط بوغزول بالجلفة وتقع في عين معبد الجلفة بالضبط عند النقطة الكيلومترية 100+230 تبدأ دراستنا ببحث بيليوغرافي حول أشكال كومة الجسر لتقليل انحناءات بفعل المياه للجسور، ثم بدأنا في تصميم المقترحات المحتملة بعد جمع البيانات من شركة الدراسة والإنتاج (سابطا). بعد ذلك، قمنا بإدراج وتحليل الأحمال المختلفة والأحمال الزائدة. أخيراً تطرقنا إلى دراسة وتصميم السطح والبنية التحتية. من أجل تصميم وتقدير تأثير الأحمال المختلفة على جسرنا، استخدمنا برنامج

ROBOT Structural Analysis

الكلمات الرئيسية: جسر خرساني سابق الإجهاد، جسر سكة حديد، التصميم، البنية التحتية

Summary

This modest work proposes the study and design of a railway bridge. The bridge is part of the new electrified double track railway line that connects Boughezoul to Djelfa that is located in Ain Maabed Djelfa more exactly at PK 230+100. Our study begins with a bibliographical research on the shapes of piers to reduce scouring of bridges. After that, we start our work by elaborating multiple possible variants of the bridge following the data collected from the the SAPTA design and construction company. Then, we list and analyze the different loads and overloading. Finally, we lead off to study and design the deck and infrastructure. In order to design and estimate the effect of the different loads on our bridge, we used the software Robot Structural Analysis.

Keywords : Prestressed concrete bridge, Railway bridge, Modeling, Infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I.....	2
FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT	2
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 GENERALITES SUR LES AFFOUILLEMENTS	4
I.2.1 Définitions.....	4
I.2.1.1 L’Affouillement	4
I.2.1.2 Le transport des sédiments	5
I.2.1.3 Les Cours d’eau.....	5
I.2.2 Types d’affouillements	6
I.2.2.1 Affouillement général.....	6
I.2.2.2 Affouillement de contraction	7
I.2.2.3 Affouillement local	7
I.3 PARAMÈTRES INFLUENÇANT L’AFFOUILLEMENT	8
I.3.1 Paramètres liés au sol.....	8
I.3.2 Paramètres hydrauliques	8
I.3.3 Paramètres structurels	9
I.3.4 Régimes d’affouillement.....	10
I.4 DÉFAILLANCE STRUCTURELLES DUES A L’AFFOUILLEMENT	10
I.4.1 Causes géotechniques de défaillance	12
I.4.2 Causes hydrauliques de défaillance	13
I.4.3 Causes structurelles de défaillance	14
I.5 ÉVALUATION DE L’AFFOUILLEMENT LOCAL PAR ÉQUATION.....	14
I.6 INFLUENCE DE LA GÉOMETRIE DE LA PILE SUR L’AFFOUILLEMENT	16
I.6.1 Exemple de calcul	16
I.6.2 Donnée de calcul.....	16
I.6.3 Application numérique.....	17
I.6.4 Interprétation des résultats	18
I.7 CONCLUSION.....	19
CHAPITRE II.....	20
GÉNÉRALITÉ	20
II. 1 Présentation du projet :	21

II. 2 Données du projet :	21
II.2.1 Données Fonctionnel :	21
II.2.2 Données Naturelles :	23
II.3 CONCLUSION	27
CHAPITRE III	28
CONCEPTION DE L'OUVRAGE	28
III.1. INTRODUCTION	29
III.2. CRITERES DE CHOIX	29
III.3 PROPOSITION DES VARIANTES	29
III.4 VARIANTE 1 : PONT MIXTE ACIER-BÉTON	29
III.4.1 Implantation de la variante :	29
III.4.2 Prédimensionnement des poutres :	30
III.5 VARIANTE 2 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAINES PAR POSTE TENSION	33
III.5.1 Implantation de la variante :	33
III.5.2 Prédimensionnement des poutres :	33
III.6 VARIANTE 3: PONT CAISSON EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR ENCORBELLEMEENT SUCCESSIF	36
III.6.1 Implantation de la variante :	36
III.6.2 Prédimensionnement des voussoirs :	36
III.7 COMPRATIF ET CHOIX DÉFINITIF	39
III.8 CONCLUSION	40
CHAPITRE IV	41
CARACTÉRISTIQUES ET SOLlicitATIONS	41
IV.1. INTRODUCTION	42
IV.2. CARCTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX	42
IV.2.1 BÉTON	42
IV.2.1 ACIER	45
IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	48
IV.3.1 Notations :	48
IV.3.1 Schéma section de la poutre et hourdi :	49
IV.4. TYPES DE CHARGES	52
IV.4.1 Les charges permanentes (CP)	52

IV.4.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	52
IV.4.3 Les surcharges ferroviaires	52
IV.4. TYPES DE CHARGES	53
IV.4.1 Les charges permanentes (CP).....	53
IV.4.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	53
IV.4.3 Les surcharges ferroviaires	55
• Effets statiques :	55
• Effets dynamiques :	57
IV. 4.4 Groupes de charges	60
IV. 4.4 Combinaisons de charges :.....	61
IV. 4.5 Résultat Logiciel :	65
CHAPITRE V	71
ETUDE DU TABLIER	71
V. 1 Etude de la précontrainte.....	72
V.1.1 Données de calcul.....	72
V.1.2 Dimensionnement de la précontrainte	73
V.1.2.1 Valeur minimale de la précontrainte	73
V.1.2.2 Pré-vérification des contraintes	75
V.1.3 Tracé des câbles de précontrainte.....	78
V.1.3.1 Principe.....	78
V.1.3.2 Détermination du tracé.....	78
V.1.3.3 Détermination de l'angle de relevage :.....	80
V.1.4 Calcul des pertes.....	82
V.1.4.1 Pertes par frottements.....	82
V.1.4.2 Pertes dues au recul à l'ancrage.....	83
V.1.4.3 Pertes par déformation instantanée du béton	84
V.1.4.4 Pertes différées :	85
V.1.4.5 Pertes totales	86
V.1.5 Justification des contraintes.....	87
V.1.5.1 Contraintes Admissibles.....	87
V.1.5.2 Caractéristiques des sections nettes.....	87
V.1.5.3 Justification à l'ELS	88
V.1.5.4 Justifications de la poutre à l'ELU :	91
V.1.6 Etude de la zone d'about	93

V. 2 Etude de l'hourdi	96
V. 2.1 Etude de la flexion transversale.....	96
V. 3 Entretoise.....	99
V. 3.1 Etude de la flexion simple	99
V. 4 APPAREILS D'APPUIS.....	102
V.4.1 Dimensionnement des appareils d'appuis	102
V.4.2 Vérifications du dimensionnement.....	104
V.5 DES D'APPUIS	106
V.6 JOINT GARDE BALLAST	107
CHAPITRES VI.....	109
INFRASTRUCTURE.....	109
VI.1 INTRODUCTION	110
VI.2 Etude de la pile.....	111
VI.2.1 Conception de la pile.....	111
VI.2.2 Calcul des rigidités.....	113
VI.2.3 Evaluation des efforts sismiques selon R.P.O.A 2008.....	113
VI.2.4 Ferrailage des éléments de la Pile.....	116
• Etude du chevron :	116
• Etude du fut :	118
• Etude des pieux :	122
• Etude de la semelle :	125
VI.3 Etude de la culée	127
VI.3.1 Introduction	127
VI.3.2 Prédimensionnement de la culée :	128
VI.3.3 Calcul des sollicitations	130
VI.3.4 Ferrailage des éléments de la Culée	132
• Etude des pieux :	141
• Etude de la semelle :	143
CONCLUSION GENERALE.....	145
BIBLIOGRAPHIE	146

LISTES DES FIGURES

Figure I. 1 Modes de transport des sédiments.....	5
Figure I. 2 Propriétés géométriques des cours d'eau.....	6
Figure I. 3 Affouillement total au droit des ouvrages d'art.....	6
Figure I. 4 L'écoulement autour d'une pile cylindrique.....	7
Figure I. 5 Formes de la pile.....	9
Figure I. 6 Évolution dans le temps du régime avec charriage et sans charriage.....	10
Figure I. 7 Affouillement autour des appuis du pont enjambant la cuvette du barrage de Beni Haroun.....	11
Figure I. 8 Effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 –Ain Sefra.....	11
Figure I. 9 Fréquences de défaillances en fonction des conditions hydrauliques.....	13
Figure I. 10 Analyse granulométrique sur des échantillons de sol.....	16
Figure I. 11 Schéma Résultats de calcul de l'affouillement en fonction de la forme de la pile.....	18
Figure II. 1 Image satellite sur le pont ferroviaire PK230+100.....	21
Figure II. 2 Vue en Plan.....	22
Figure II. 3 Profil en Long.....	22
Figure II. 4 Profil en Travers type.....	23
Figure II. 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	24
Figure III. 1 Profile en Long Var 1.....	30
Figure III. 2 Profile PRS descriptif.....	30
Figure III. 3 Profile PRS zone d'about.....	32
Figure III. 4 Profile PRS zone courante.....	32
Figure III. 5 Profile HEA 800.....	32
Figure III. 6 Profile IPE 500.....	32
Figure III. 7 Profile en long Var 2.....	33
Figure III. 8 Profile poutre Var 2 zone d'about.....	35
Figure III. 9 Profile poutre Var 2 zone courante.....	35
Figure III. 10 Profile Entretoise Var 2.....	35
Figure III. 11 Accès sous les entretoises d'about.....	35
Figure III. 12 Profile en long Var 3.....	36
Figure III. 13 Epaisseur âmes Var 3.....	38
Figure III. 14 Profile Poutre Var 3.....	38
Figure IV. 1 Diagramme résistance en compression du béton en fonction de l'âge.....	43
Figure IV. 2 Diagramme parabole-rectangle (ELU).....	44
Figure IV. 3 Diagramme « contrainte déformation » acier.....	46
Figure IV. 4 Section poutre avec notation.....	48
Figure IV. 5 Section poutre (zone d'about et zone médiane).....	49
Figure IV. 6 Section poutre avec hourdi intermédiaire (zone d'about et zone médiane).....	49
Figure IV. 7 Section poutre avec hourdi de rive (zone d'about et zone médiane).....	49
Figure IV. 8 Rail Vignole UIC60.....	54
Figure IV. 9 Traverses bi-bloque.....	54
Figure IV. 10 Schéma de charge LM71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales.....	55
Figure IV. 11 Schéma de charge SW.....	56
Figure IV. 12 Schéma de charge train à vide.....	56

Figure IV. 13 Déraillement de locomotive Situation 1	58
Figure IV. 14 Schéma déraillement de locomotive Situation 2	58
Figure IV. 15 Flèche maximale sous poids propre	59
Figure IV. 16 Diagramme des efforts tranchants sous poutres seules	66
Figure IV. 17 Diagramme des efforts tranchants sous poids propres (poutres +dalle)	66
Figure IV. 18 Diagramme des efforts tranchants sous charges permanentes	67
Figure IV. 19 Diagramme des efforts tranchants sous ELS max	67
Figure IV. 20 Diagramme des efforts tranchants sous ELU max	68
Figure IV. 21 Diagramme des moments sous poutres seules	68
Figure IV. 22 Diagramme des moments sous poids propres (poutres +dalle)	69
Figure IV. 23 Diagramme des moments sous charges permanentes	69
Figure IV. 24 Diagramme des moments sous ELS max	70
Figure IV. 25 Diagramme des moments sous ELU max	70
Figure V. 1 Géométrie des câbles	78
Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte	78
Figure V. 3 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage	79
Figure V. 4 Tracé d'un câble en fonction de la longueur de la poutre	80
Figure V. 5 L'angle de déviation des câbles	80
Figure V. 6 Frottements le long du câble lors de la mise en tension	82
Figure V. 7 Ferrailage de zone tendue	91
Figure V. 8 Ferrailage de la poutre	95
Figure V. 9 Diagramme des moments de l'hourdi sous ELS caractéristique 1	96
Figure V. 10 Diagramme des moments de l'hourdi sous ELS caractéristique 3	97
Figure V. 11 Diagramme des efforts tranchants de l'hourdi sous ELU durable et transitoire 5	98
Figure V. 12 Ferrailage de l'Hourdi Transversale	98
Figure V. 13 Ferrailage de l'Hourdi Longitudinal	98
Figure V. 14 Diagramme des moments de l'entretoise sous ELS fréquente 5	99
Figure V. 15 Section Entretoise	99
Figure V. 16 Diagramme des moments de l'entretoise sous ELS caractéristique 3	100
Figure V. 17 Diagramme des efforts tranchants de l'entretoise sous ELU durable et transitoire 5	100
Figure V. 18 Ferrailage de l'entretoise 105	101
Figure V. 19 Dimensions de l'appareil d'appuis	103
Figure VI. 1 Section creuse de la pile	111
Figure VI. 2 Coupe transversale de la pile numéro 5 (vers Boughezoul)	112
Figure VI. 3 Modélisation du chevêtre par Robot Structural	116
Figure VI. 4 Diagramme des moments du chevêtre à l'ELU donné par Robot Structural en t.m	117
Figure VI. 5 Diagramme des moments du chevêtre à l'ELS donné par Robot Structural en t.m	117
Figure VI. 6 Diagramme des efforts tranchants du chevêtre à l'ELU donné par Robot Structural en t.m	117
Figure VI. 7 Ferrailage chevêtre	118
Figure VI. 8 Disposition des armatures	121
Figure VI. 9 Ferrailage du pieu	125
Figure VI. 10 Ferrailage de la semelle de la pile	126
Figure VI. 11 Dimensions Corbeau	129
Figure VI. 12 Dimensions Culée	130
Figure VI. 13 Dimensions de la traverse bi-bloc	133
Figure VI. 14 Schéma de la répartition de la charge 13,89t	133

Figure VI. 15 Schéma de la répartition de la charge de freinage LM71.....	134
Figure VI. 16 Ferrailage du Mur Garde Grève.....	135
Figure VI. 17 Ferrailage du Mur Frontal.....	136
Figure VI. 18 Cartographies du mur sous combinaison ELS sur XX et YY.....	137
Figure VI. 19 Cartographies du mur sous combinaison ELU sur XX et YY.....	137
Figure VI. 20 Ferrailage du Mur Retour.....	138
Figure VI. 21 Ferrailage Dalle de Transition.....	139
Figure VI. 22 Ferrailage Corbeau.....	140
Figure VI. 23 Ferrailage du pieu de culée.....	142
Figure VI. 24 Ferrailage de la semelle de la culée.....	144



LISTES DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Facteur de forme de la pile.....	9
Tableau I. 2 Pourcentage de défaillances par types de sol.....	12
Tableau I. 3 Pourcentage de défaillances et profondeurs d'affouillement.....	13
Tableau I. 4 Pourcentage de défaillances et type de fondations.....	14
Tableau I. 5 Equations de calcul de l'affouillement.....	15
Tableau I. 6 Résultats de calcul de l'affouillement en fonction de la forme de la pile.....	17
Tableau II. 1 Coordonnées topographiques des sondages carottés.....	25
Tableau II. 2 Coordonnées topographiques des sondages pour essais pressiométriques.....	26
Tableau III. 1 Récapitulatif des avantages et inconvénients des variantes.....	39
Tableau IV. 1 Résistance caractéristique de béton en fonction de l'âge.....	43
Tableau IV. 2 Caractéristiques géométriques de la poutre (zone d'about).....	50
Tableau IV. 3 Caractéristiques géométriques de la poutre (zone médiane).....	50
Tableau IV. 4 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi intermédiaire (zone d'about).....	51
Tableau IV. 5 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi intermédiaire (zone médiane).....	51
Tableau IV. 6 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi de rive (zone d'about).....	51
Tableau IV. 7 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi de rive (zone médiane).....	51
Tableau IV. 8 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi section nette.....	51
Tableau IV. 9 Charge permanente de la poutre.....	53
Tableau IV. 10 Charge permanente de la dalle.....	53
Tableau IV. 11 Charge permanente de la poutre avec dalle.....	53
Tableau IV. 12 Valeurs des charges SW.....	56
Tableau IV. 13 Groupes de charges.....	60

Tableau V. 1 Donné lié au pont.....	72
Tableau V. 2 Caractéristiques des câbles.....	72
Tableau V. 3 Caractéristiques du béton.....	73
Tableau V. 4 Caractéristiques des sections.....	73
Tableau V. 5 Résultats du Logiciel.....	73
Tableau V. 6 Pmin.....	74
Tableau V. 7 Récapitulatif Première Phase.....	75
Tableau V. 8 Récapitulatif Deuxième Phase.....	76
Tableau V. 9 Récapitulatif Troisième Phase.....	76
Tableau V. 10 Récapitulatif Quatrième Phase.....	77
Tableau V. 11 Résultats vérifications des contraintes.....	77
Tableau V. 12 Tableau précisant la position des câbles.....	79
Tableau V. 13 Caractéristiques du tracé des câbles.....	81
Tableau V. 14 Valeurs des pertes dues aux frottements.....	82
Tableau V. 15 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage	83
Tableau V. 16 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	84
Tableau V. 17 Pertes totales.....	86
Tableau V. 18 Caractéristiques nettes des sections.....	87
Tableau V. 19 Caractéristiques de chaque phase de vérification	88
Tableau V. 20 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	89
Tableau V. 21 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....	89
Tableau V. 22 Effort de précontrainte.....	90
Tableau V. 23 Contrainte tangentielle « τ ».....	90
Tableau V. 24 Détermination l'angle β_u	92
Tableau V. 25 Tableaux résumant le calcul des contraintes de traction.....	94
Tableau V. 26 Calcul des contraintes de compression.....	94
Tableau V. 27 Dimensions de l'appareil d'appui.....	103

Tableau VI. 1 Propriétés des piles (sens vers Boughezoul).....	112
Tableau VI. 2 Rigidités dynamiques longitudinales des appuis.....	113
Tableau VI. 3 Poids des piles.....	114
Tableau VI. 4 Valeurs des périodes selon le site.....	115
Tableau VI. 5 Forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	116
Tableau VI. 6 Combinaisons d'actions utilisées.....	119
Tableau VI. 7 Efforts normaux les plus défavorable sur pieu.....	122
Tableau VI. 8 Moments en fonction de la profondeur z.....	124
Tableau VI. 9 Récapitulatif de la section totale d'acier.....	126
Tableau VI. 10 Coefficients de pousée.....	131
Tableau VI. 11 Efforts globaux agissant sur la culée.....	132
Tableau VI. 12 Efforts globaux agissant sur le mur frontal.....	135
Tableau VI. 13 Efforts agissant sur la dalle de transition.....	139

INTRODUCTION GENERALE

Il est évident qu'un meilleur et brillant avenir professionnel dans le domaine des Travaux Publics est fonction des différentes expériences acquises à travers la pratique après les compétences théoriques acquises à l'école.

Le besoin sans cesse en infrastructures de Génie civil à travers les villes du pays fait que les Ingénieurs que nous sommes sont en perpétuelles recherches de conformité afin de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs d'un ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique et sa durabilité pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur. Ceci sans oublier l'aspect coût économique de l'ouvrage.

Parmi les projets structurants que la wilaya de l'Djelfa entame, celui de l'étude de dédoublement de la ligne ferroviaire reliant Djelfa à Boughezoul est d'une grande importance dû à ses nombreuses retombées sur l'économie de la région. En effet, le transport ferroviaire a figuré parmi les principales préoccupations des responsables de la wilaya. L'exploitation de l'ancienne ligne ferrée, qui a été abandonnée pour des raisons liées à l'étroitesse de la voie, a privé la région d'un moyen de transport important au profit du transport routier. La nouvelle voie ferrée devra permettre d'assurer le transport de marchandises et le transport de voyageurs avec une vitesse de 160 km/h, atteignant même des pointes de 220 km/h. garantissant de meilleures prestations aux usagers et de meilleures conditions de sécurité. Cette voie ferrée imprimera une impulsion au développement économique de la région et la rendra plus attractive pour les investisseurs potentiels.

Quant à notre travail, on a débuté avec une recherche bibliographique pour le chapitre master sur les formes hydrodynamiques des piles pour minimiser le phénomène d'affouillement, puis on a entamé le sujet principal qui consistera en la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie électrifiée situé au PK 230+100 de la ligne ferroviaire (Boughezoul/Djelfa), à travers la collecte de données, l'analyse des charges et surcharges par l'intermédiaire du logiciel de calcul ROBOT Structural Analysis, l'interprétation des résultats, et enfin l'étude du tablier puis l'infrastructure. Le travail sera effectué sur les bases de la résistance des matériaux, des principes BAEL 91 et autres normes et réglementations nécessaires pour la réalisation de ce projet.

Le présent document est une synthèse de tous les travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés, les normes et réglementations puis donnera, les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

CHAPITRE I

FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

I.1 INTRODUCTION

Les rivières ont fasciné l'humanité depuis des siècles. La plupart des grandes anciennes villes ont prospéré le long des rivières et jusqu'à nos jours les ingénieurs conçoivent des ouvrages près des cours d'eau pour tirer profits de ces derniers. Les rivières sont les artères de notre planète, elles tracent leurs chemins dans le temps et irriguent nos terres. Elles sont la source de toutes formes de vie comme elles ont un grand potentiel dévastateur.

Afin de pouvoir traverser ces rivières, l'homme a construit des ouvrages d'art qui s'appuient, parfois, sur le fond des cours d'eau. Les ponts, ouvrages d'art par excellence, occupent une place très particulière parmi les constructions. Ils sont un symbole, un moyen de communication entre les hommes, d'expansion de la civilisation, mais aussi un instrument de conquête et d'invasion. Durant sa vie, un ouvrage est soumis à des sollicitations variables hydromécaniques, physicochimiques et climatiques qui contribuent à son éventuelle détérioration.

Parmi les phénomènes qui en résultent, l'érosion des sols sous toutes ses formes représente un enjeu majeur à comprendre, maîtriser et empêcher. L'érosion du sol par l'eau est un grand problème pour les ingénieurs. Le phénomène d'érosion se produit autour, à l'aval, à l'intérieur ou à la surface des ouvrages hydrauliques. Il conduit à la perte du sol, la vulnérabilité ou même la destruction des constructions hydrauliques en béton (les ponts) ou en terre (les barrages). Jusqu'à présent, de nombreux travaux ont été réalisés pour étudier le phénomène d'érosion, mais il existe beaucoup de questions qui restent posées.

Le contrôle de la sûreté des ouvrages d'art est l'une des grandes priorités dans le domaine des travaux publics. Bien que la préservation de la vie humaine constitue le point fort sur l'échelle de sécurité des ouvrages, il est aussi important de signaler que la destruction d'un pont coûte des pertes économiques énormes.

L'affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe qui menace les ouvrages en contact avec l'eau. La complexité de l'étude de ce phénomène revient principalement à la configuration de l'écoulement d'un côté et au mécanisme de l'affouillement d'un autre.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

I.2 GENERALITES SUR LES AFFOUILLEMENTS

L’affouillement est l’enlèvement et le transport des sédiments du lit d’un cours d’eau et des berges sous l’action érosive d’un écoulement hydraulique. En effet, l’évolution morphologique d’un cours d’eau, à long terme, modifie le transport sédimentaire et engendre un affouillement général induisant l’abaissement du niveau du lit.

Les structures de génie civil construites en milieux fluviaux et marins (ponts, éoliennes et oléoducs offshore), perturbent également l’écoulement hydraulique accentuant ainsi le phénomène d’affouillement. Au droit d’une structure, différents types d’affouillement se superposent : l’affouillement général, l’affouillement de contraction et l’affouillement local. Ces trois processus évoluent distinctement dans le temps et dépendent du mode de transport des sédiments. En amont de la structure, deux régimes de transports sont identifiés : l’affouillement sans charriage (clear-water scour) et l’affouillement avec charriage (live-bed scour). L’affouillement est généralement quantifié par sa profondeur qui dépend de différents facteurs géotechniques, hydrauliques et structurels de l’obstacle.

Quand cette profondeur atteint sa valeur limite, la stabilité de l’ouvrage est compromise et le risque d’effondrement augmente. Pour anticiper ce risque, d’une part, de nombreuses formules empiriques ont été développées. D’autre part, différents instruments et techniques de suivi d’affouillement au droit des ouvrages ont été développés et testés en laboratoire et sur site.

Nous rappellerons tout d’abord les concepts de base de l’affouillement, c’est-à-dire ses différents types et régimes. Par la suite, une attention particulière sera portée à l’affouillement local autour des piles, ses mécanismes et conséquences.

I.2.1 Définitions

I.2.1.1 L’Affouillement

C’est un phénomène naturel qui décrit l’abaissement du niveau du lit d’une rivière par l’action hydrodynamique de l’eau (l’action érosive ou le transport solide), telles qu’il y a tendance à déchausser ou mettre à nue les fondations d’ouvrages franchissant cette rivière. C’est selon Larousse « Action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin butant sur un obstacle naturel (rive concave des méandres) ou artificiel (pile de pont, jetée), ou à l’activité des animaux benthiques ».

L’affouillement est par conséquent le transport des sédiments du lit d’un cours d’eau suite à la perturbation de l’écoulement par différents types d’obstacles.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

I.2.1.2 Le transport des sédiments

Dans le cas des cours d'eau à régime fluvial, les matériaux du lit sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrauliques dues à l'écoulement de l'eau. Selon la taille des sédiments et les caractéristiques de l'écoulement, deux principaux modes de transport, représentés sur la figure I.1, sont identifiés : le transport en suspension et le transport par charriage.

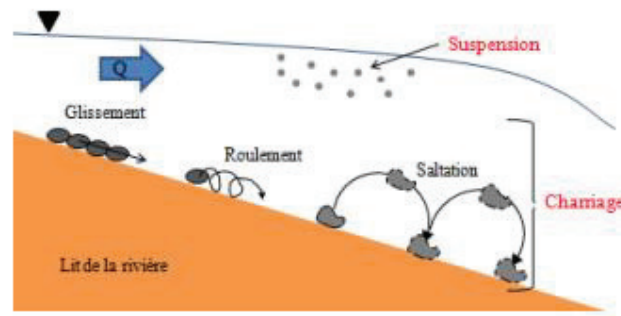


Figure I.1 Modes de transport des sédiments

- Le transport en suspension : les sédiments se déplacent sans toucher le fond du lit. Ce mode de transport concerne principalement les sédiments de faible taille et densité (les argiles et les limons).
- Le transport par charriage : les sédiments se déplacent en restant en contact avec le lit, par glissement, roulement ou saltation. Ce mode de transport concerne principalement les particules les plus massives.

I.2.1.3 Les Cours d'eau

Un cours d'eau est un organisme qui permet de récolter et transporter des sources d'un même bassin versant de l'amont vers l'aval jusqu'au confluent ou la mer. Sa morphologie est fonction de l'espace et du temps selon le climat, la pente et la géologie du bassin versant.

Un cours d'eau se présente par son profile en long (pente), son tracé en plan et sa coupe en travers (largeur L , périmètre P , et la section d'écoulement S). (Calagro 2000)

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

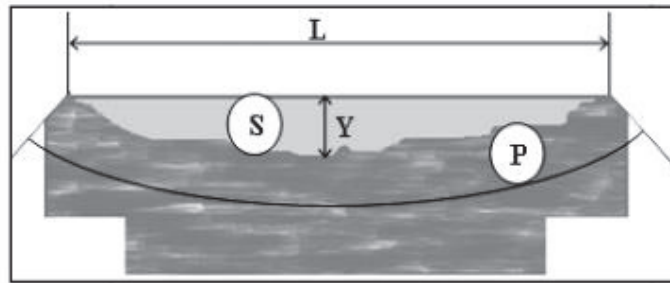


Figure I.2 Propriétés géométriques des cours d'eau

I.2.2 Types d'affouillements

Au droit des appuis d'ouvrages d'art en milieu hydraulique, différents processus d'affouillement se superposent. La figure ci-dessous présente les trois types d'affouillement identifiés :

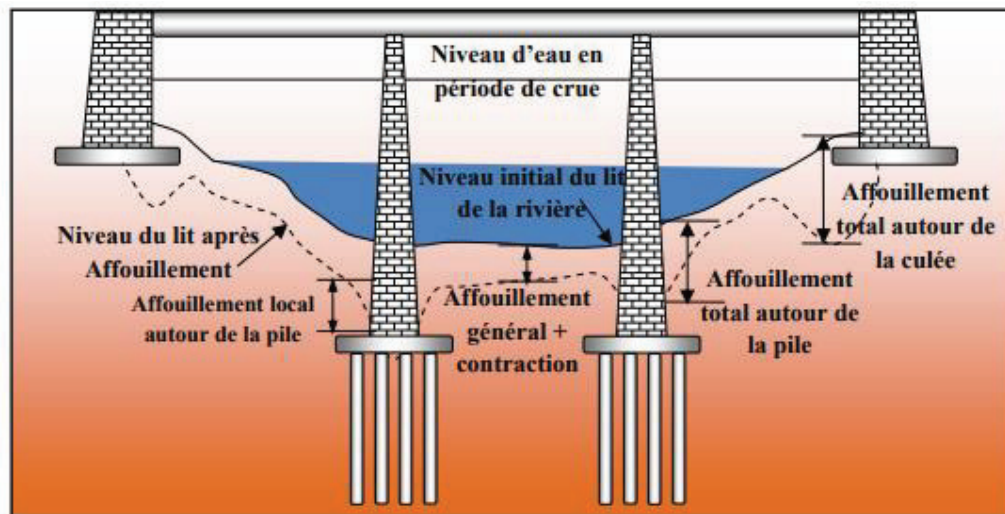


Figure I.3 Affouillement total au droit des ouvrages d'art

I.2.2.1 Affouillement général

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

I.2.2.2 Affouillement de contraction

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

I.2.2.3 Affouillement local

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement. En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit ('downflow') engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons en fer à cheval ('horse shoe vortex') qui vont accentuer l'affouillement local. Sur les côtés de la pile, le décollement de la couche limite de la paroi donne naissance à des tourbillons de sillage ('wake vortex').

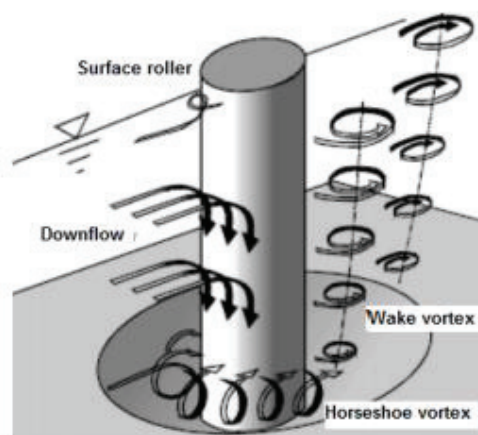


Figure I.4 L'écoulement autour d'une pile cylindrique

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

I.3 PARAMÈTRES INFLUENÇANT L'AFFOUILLEMENT

L'affouillement local autour des piles est un phénomène très complexe. Sa profondeur finale, tout comme son évolution au cours du temps et la forme de la fosse, dépend de nombreux paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels.

I.3.1 Paramètres liés au sol

La vulnérabilité des sols à l'affouillement varie en fonction de la nature du sol et de son état. La cohésion des sédiments a donc une influence majeure sur la profondeur de l'affouillement à l'équilibre et le temps nécessaire pour l'atteindre.

L'affouillement des sols non cohésifs, tels que les sables et graviers, a été largement étudié par Chabert & Engeldinger. Ce type de sol s'érode facilement, particule par particule, jusqu'à atteindre la profondeur d'affouillement maximale au bout de quelques heures ou jours. Pour ce type de sol, l'affouillement dépend du diamètre moyen des grains d_{50} , la dispersion des grains σ et de la force de gravité.

Par contre, pour les sols cohésifs, tels que les argiles et limons, d'autres forces entrent en jeu. En effet, les particules fines sont liées par des forces électrostatiques et de van der Waals et s'attirent entre elles. Par conséquent, le processus d'affouillement est plus long. La profondeur d'affouillement dépend du pourcentage d'argile, la résistance au cisaillement du lit, la teneur en eau initiale et la compacité.

Bien que les sols cohésifs soient plus difficiles à éroder, Ting et al. (2001) ; Briaud et al. (2002) ont montré que la profondeur maximale d'affouillement reste similaire à celle des sols non cohésifs. Toutefois, l'initiation de la fosse n'est pas identique : dans les sols non cohésifs, le processus d'affouillement se déclenche tout d'abord en amont de la pile contrairement au sol cohésif où l'affouillement est amorcé derrière la pile.

I.3.2 Paramètres hydrauliques

Le principal paramètre hydraulique qui influence la profondeur d'affouillement est la vitesse moyenne d'approche V . Cette grandeur est prise en compte dans l'estimation de la profondeur d'affouillement, soit dans le calcul de la vitesse critique V_c , soit par nombre de Froude Fr ou le nombre de Reynolds Re . Chabert & Engeldinger ont montré que la valeur de la vitesse d'approche V détermine le régime d'affouillement et par conséquent, la cinétique de l'évolution de la profondeur de la fosse.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

L’effet de hauteur d’eau relative h_0/D (avec h_0 la hauteur d’eau et D le diamètre de la pile) sur la profondeur d’affouillement maximale a également été examiné. La profondeur d’affouillement est indépendante de la hauteur d’eau dès que $h_0/D > 2$. Pour des écoulements peu profonds $h_0/D < 2$, plus la hauteur d’eau est faible plus l’affouillement se développe rapidement. Toutefois, la profondeur d’affouillement à l’équilibre est plus faible pour les écoulements peu profonds.

Cela est dû au fait qu’au fur et à mesure que la fosse d’affouillement se développe, l’écoulement perd sa capacité érosive plus rapidement dans un écoulement peu profond. En effet, dans ce type d’écoulement, il est difficile de voir la formation complète des tourbillons en fer à cheval qui accentuent la profondeur de l’affouillement local.

I.3.3 Paramètres structurels

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d’affouillement local à l’équilibre. L’effet de la forme de la pile a été largement étudié par Laursen & Toch et Chabert & Engeldinger.

En fonction de la forme de la pile, des facteurs de forme ont été définis, en considérant la forme circulaire comme référence.

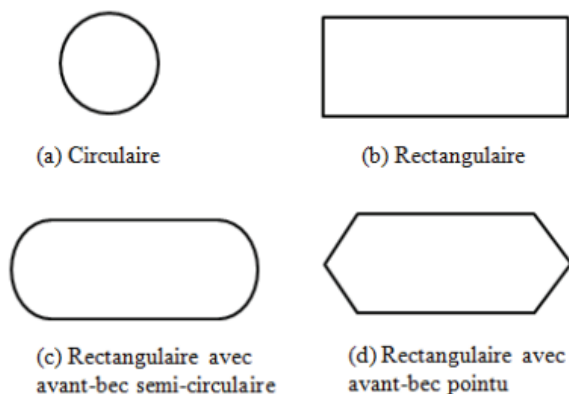


Figure I.5 Formes de la pile

Forme de la pile	Facteur de forme
(a)	1.0
(b)	1.2
(c)	0.9
(d)	0.65

Tableau I.1 Facteur de forme de la pile

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

I.3.4 Régimes d'affouillement

Chabert & Engeldinger ont identifié deux régimes d'affouillement selon le mode de transport des sédiments par l'écoulement : l'affouillement sans charriage, dit régime 'Clearwater scour' et l'affouillement avec charriage dit régime 'Live-bed scour'. Au droit d'un ouvrage, le régime d'affouillement est déterminé en comparant la vitesse moyenne de l'écoulement V à la vitesse critique d'entraînement des sédiments V_c calculée avec l'équation :

$$V_c = 6.19 \times h_0^{\frac{1}{6}} \times d_{50}^{\frac{1}{3}}$$

avec h_0 la hauteur d'eau, d_{50} le diamètre moyen des grains.

Lors d'un affouillement sans charriage, la vitesse moyenne d'approche V est inférieure à la vitesse critique V_c . Ainsi, les sédiments restent au repos. Ce type d'affouillement est favorisé par la présence d'un fond plat, d'une granulométrie grossière, d'enrochements ou de végétations. A contrario, lors d'un affouillement avec charriage, V est supérieure à la vitesse critique V_c . Par conséquent, les sédiments du fond du lit se mettent en mouvement et se déplacent de l'amont vers l'aval.

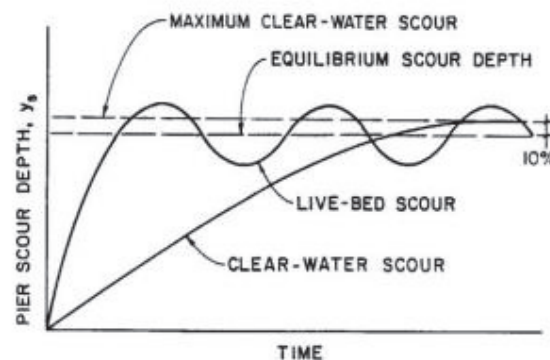


Figure I. 6 Évolution dans le temps du régime avec charriage et sans charriage

I.4 DÉFAILLANCE STRUCTURELLES DUES A L'AFFOUILLEMENT

La défaillance structurelle est définie comme l'incapacité d'une structure ou de l'un de ses composants à supporter une charge. Cela engendre la déformation de l'ouvrage et peut entraîner son effondrement. Les défaillances structurelles des ponts peuvent être lourdes en conséquences et causer des pertes économiques, des problèmes logistiques et parfois même des pertes humaines.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT



Figure I. 7 Affouillement autour des appuis du pont enjambant la cuvette du barrage de Beni Haroun



Figure I. 8 Effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 –Ain Sefra

Les causes de défaillances structurelles sont nombreuses : défauts de conception, problèmes de maintenance, séismes, incendies, risques hydrauliques. Une analyse de 503 cas de défaillances de ponts aux États-Unis, entre 1989 et 2000, a révélé que les risques hydrauliques, notamment les inondations et l'affouillement, sont à l'origine de 53% des cas de défaillances (Wardhana & Hadipriono, 2003). Dans la continuité de cette analyse, Taricska (2014) a étudié 341 cas de défaillances de ponts au États-Unis entre 2000 à 2012. Cette étude a montré que les risques hydrauliques sont responsables de près de 50% des cas de défaillances, dont 25% sont dus à

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

l’affouillement. Une étude de Lin et al. (2014) de 36 cas d’effondrement induis uniquement par affouillement, dont 20 en Nouvelle Zélande, 14 aux États Unis et 2 au Canada, a montré que l’affouillement local a causé 64% des effondrements suivi de la migration du chenal (14%) et de l’affouillement de contraction (5%).

L’apparition de ces défaillances structurelles induites par l’affouillement est favorisée par des paramètres géotechniques, hydrauliques et structurelles.

I.4.1 Causes géotechniques de défaillance

Les caractéristiques géotechniques désignent principalement la nature et propriétés du sol au droit de l’ouvrage. Le tableau I.2 présente le pourcentage de cas de défaillances suivant la nature du sol. Les sols non cohésifs sont plus facilement érodés.

Par conséquent, la majorité des défaillances structurelles, à savoir 36%, se sont produits dans des sols de type graviers, galets et sables. Les sols cohésifs, tels que les argiles et limons, s’érodent plus lentement et ont occasionné 14% des cas de défaillance.

La présence de pavage ou de blocs rocheux, difficiles à déplacer, atténue le phénomène d’affouillement localement. Par conséquent, les défaillances dans ce type de sol sont très rares. Toutefois, ce type de sol peut aggraver l’affouillement un peu plus loin.

Tableau I. 2 Pourcentage de défaillances par types de sol

Types de sol	Pourcentage de défaillances
Galets ou graviers	22
Sable ou sable fin et graviers ou argile	14
Limons ou argile	14
Pavage	11
Blocs rocheux	5
Silts	3
Non déterminés	31

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

I.4.2 Causes hydrauliques de défaillance

Comme cela a été mentionné, la vitesse moyenne d’écoulement est un facteur déterminant de la profondeur d’affouillement. Les événements de crue engendrent l’augmentation de la vitesse d’écoulement accentuant par conséquent le phénomène d’affouillement, et ont été observés dans 75% des cas de défaillances. La présence d’un angle d’attaque non nul favorise également le phénomène d’affouillement, et a été détectée dans 44% des cas de défaillance. La figures ci-dessous présente la profondeur d’affouillement.

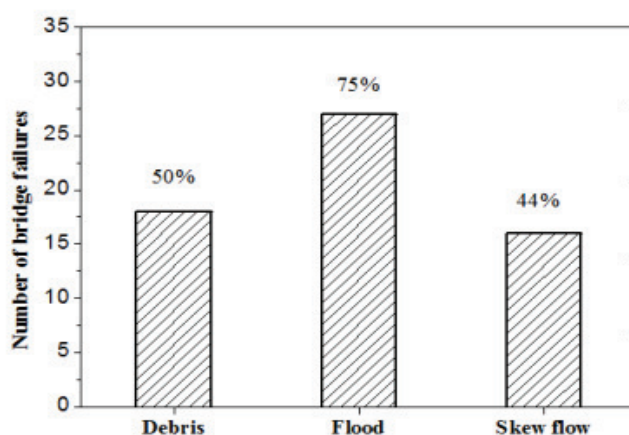


Figure I. 9 Fréquences de défaillances en fonction des conditions hydrauliques

Mesurée sur les 36 cas étudiés par Lin et al. (2014). La profondeur d’affouillement varie entre 0.5 m et 15 m. Les résultats montrent que la défaillance des structures étudiées sont plus courantes pour des profondeurs d’affouillement inférieures à 5 m (41%).

Tableau I. 3 Pourcentage de défaillances et profondeurs d’affouillement

Profondeur d’affouillement (m)	Pourcentage de défaillances
0,5-2,0	16
2,0-5,0	25
5,0-7,0	6
7,0-10,0	8
10,0-15,0	6
Non déterminé	39

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

I.4.3 Causes structurelles de défaillance

La stabilité de l’ouvrage face à l’affouillement dépend en grande partie du type de fondations sur lequel il repose. Le tableau ci-dessous présente le pourcentage de cas de défaillance suivant le type de fondations pour les ouvrages étudiés. Dans le cas général, les fondations superficielles sont plus vulnérables à l’affouillement que les fondations sur pieux.

Toutefois, les résultats de cette étude montrent que les défaillances sont plus courantes pour les piles sur pieux en béton armé (42% des cas) que pour les fondations superficielles (22% des cas). Lin et al. (2014) expliquent ces observations par le fait que les 36 ouvrages de son étude sont fondés majoritairement sur des fondations sur pieux.

Tableau I. 4 Pourcentage de défaillances et type de fondations

Type de fondations	Pourcentage de défaillances
Fondations superficielles	22
Pieux en béton armé	42
Pieux en acier	5
Pieux en bois	14
Fondations inconnues	3
Non déterminé	14

I.5 ÉVALUATION DE L’AFFOUILLEMENT LOCAL PAR ÉQUATION

Les discussions autour des équations de prédiction d’affouillement autour des piles de pont devraient considérer comment la méthode d’analyse des données affecte la profondeur calculée d’affouillement. Une confusion apparaît dans la considération de la profondeur mesurée de l’affouillement (profondeur d’équilibre ou profondeur maximum).

La profondeur d’équilibre est mesurée après que le transport des sédiments atteint son équilibre et le niveau du lit provoqué se stabilise. Des équations sont typiquement développées en se basant sur des données de laboratoire, ils calculent la profondeur d’équilibre d’affouillement. Quelques chercheurs supposent que l’affouillement mesuré représente des états d’équilibre, d’autres supposent qu’il représente des conditions maximales. Il est habituellement impossible de déterminer le point auquel l’état représenté soit d’équilibre ou maximal par une mesure sur le terrain sans contrôle continu. Ainsi, le jugement est exigé en interprétant les données réelles.

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

La méthode utilisée pour développer les équations de l’affouillement local complique la description de la profondeur d’affouillement calculée (maximum ou d’équilibre). Si une analyse de régression est employée et des corrections additionnelles ne sont pas ajoutées, la profondeur d’affouillement calculée ne représente pas un affouillement maximum pour tous les emplacements, mais serait excédée par approximativement la moitié des données mesurées.

Si une courbe d’enveloppe est dessinée au-dessus des données et employée pour développer l’équation, alors la profondeur de l’affouillement de cette équation, par conception, excédera toutes les profondeurs mesurées. Il peut être souhaitable, pour la conception, d’employer une équation qui produit la profondeur probable maximum de l’affouillement, s’assurant de ce fait que la conception réalise un facteur acceptable de sécurité. Une équation prédictive précise permettrait à un concepteur d’assigner un bon facteur de sécurité.

Nous allons donc énumérer quelques équations de calcul de l’affouillement dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.5 Equations de calcul de l’affouillement

Auteurs	Equation
Shen et al (1969)	$d_a = 1.35b^{0.7}h_0^{0.3}$
Ahmad (1962)	$d_a = 1.4859K.q^{2/3}-h_0$
Jain and fischer (1979)	$d_a = 1.84b\left(\frac{h_0}{b}\right)^{0.3}F_r^{0.25}$
Bench Inglis (1962)	$d_a = 2.4225b^{0.25}\left(\frac{q^2}{1.5d_{50}^{0.5}}\right)^{0.25} - h_0$
HEC-18	$d_a = 2.h_0.K1.K2.K3.K4\left(\frac{b}{h_0}\right)^{0.65} . F_r^{0.43}$

d_a : Profondeur de l’affouillement au droit d’une pile.

b : Diamètre de la pile (m).

h_0 : hauteur d’eau (m).

K : Coefficient fonction de la géométrie de la pile et l’angle d’attaque.

q : débit d’écoulement à l’amont de la pile m^3/s .

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

F_r : nombre de Froude.

d_{50} : le diamètre moyen des grains (m).

K_1 : coefficient basé sur la forme de la pile (1.1 pour les piles carrées, 1.0 pour les piles circulaires ou rondes, 0.9 pour les piles pointues, et 1.0 pour un groupe de piles).

K_2 : coefficient basé sur le rapport de la longueur de la pile à la largeur (L/b) et l'angle d'attaque de l'écoulement référencié avec la pile de pont.

K_3 : coefficient basé sur les conditions du lit.

K_4 : coefficient de correction.

I.6 INFLUENCE DE LA GÉOMETRIE DE LA PILE SUR L'AFFOUILLEMENT

Nous avons déjà établi précédemment que la géométrie de la pile est un facteur déterminant par rapport à l'ordre de grandeur de l'affouillement. Ainsi, nous constatant que les piles rectangulaires sont plus sensibles au phénomène que les piles circulaires.

Pour mieux cerner cette différence et mettre en évidence l'influence de la géométrie, et plus exactement la forme de la pile, nous allons prendre un exemple de calcul réel avec les équations définies ultérieurement.

I.6.1 Exemple de calcul

Pour notre étude nous avons choisi Le pont franchissant l'oued Amassine sur le chemin de wilaya de Bejaia CW35 entre Amizour et Beni Maouche, constitue un point d'attache pour plusieurs villages.

I.6.2 Donnée de calcul

a- Géotechnique

Nous aurons besoins de diamètre moyen des grains donc un essai granulométrique a été effectué sur le lit d'oued qui a donné :

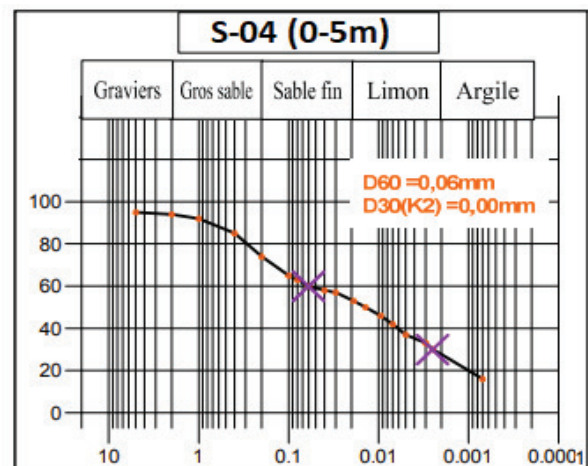


Figure I. 10 Analyse granulométrique sur des échantillons de sol

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D'AFFOUILLEMENT

b- Hydrologique

L'étude hydraulique du site en fonction de la géométrie du cours d'eau, la pluviométrie, l'étude des précipitations et les crues, relève que le débit ($Q = 305.13 \text{ m}^3 / \text{s}$). La vitesse du courant au pied du pont en période de crue est relativement importante ($V = 4.34 \text{ m}^3 / \text{s}$). La hauteur totale de l'écoulement est de 1.5 m.

I.6.3 Application numérique

Nous allons calculer pour différentes formes de pont l'affouillement au pied de pont. Toutes les formes prises ont la même base $b=3 \text{ m}$.

Le tableau ci-dessous donne les résultats de calcul : (les résultats en mètres).

Tableau I. 6 Résultats de calcul de l'affouillement en fonction de la forme de la pile

Equation Forme De la pile	Shen et al	Ahmad	Jain fisher	Bench Inglis	HEC- 18	Moyenne	Max	Min
(a)	3.28	1.62	4.62	3.11	5.458	3.618	5.458	1.62
(b)	3.936	1.944	5.544	3.732	6.55	4.341	6.55	1.944
(c)	2.925	1.49	4.158	2.799	4.912	3.2508	4.912	1.49
(d)	1.968	0.972	2.772	1.866	3.275	2.17	3.275	0.972

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

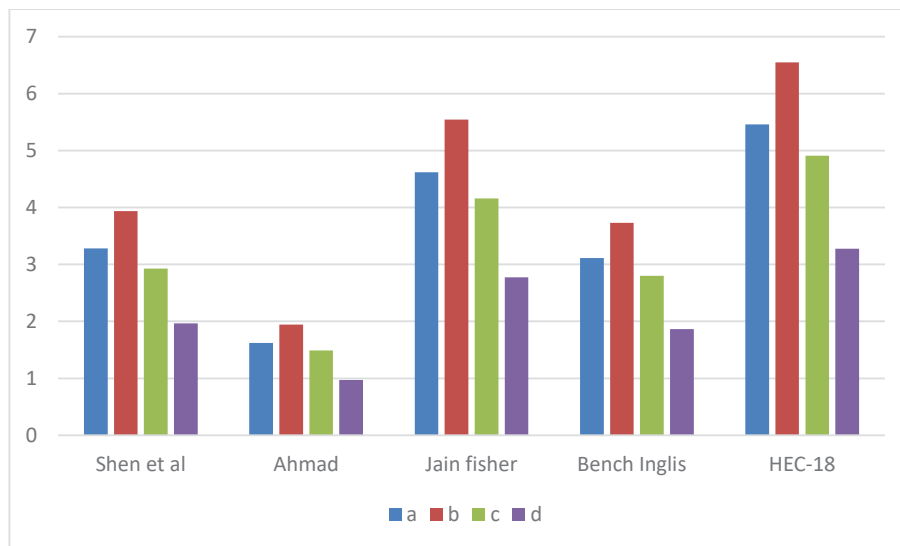


Figure I. 11 Schéma Résultats de calcul de l’affouillement en fonction de la forme de la pile

I.6.4 Interprétation des résultats

Nous remarquons d’abord que les résultats donnés par les différentes équations ont une marge de différence plus au moins importante. Les équations utilisées sont empiriques et résultent donc d’essais in-situ et laboratoires. Par conséquent, chaque équation possède des conditions d’utilisation plus détaillé propres à elle.

Ceci dit, cela ne nous empêche pas de remarquer la différence de la taille de l’affouillement par rapport à chaque forme de pile. En effet, la pile la plus susceptible à l’affouillement et la forme rectangulaire (b).

CHAPITRE I : FORMES HYDRODYNAMIQUES DES PILES DE PONTS POUR MINIMISER LE PHÉNOMÈNE D’AFFOUILLEMENT

I.7 CONCLUSION

Au terme de ce travail qui nous a permis de mettre la lumière sur le phénomène d’affouillement local autour des piles de pont, nous avons pu tirer des conclusions intéressantes.

Même si l’affouillement est un phénomène naturel, l’affouillement local autour des piles de pont est un problème important qui menace les ponts hydrauliques. L’affouillement local a été identifié comme l’un des principaux facteurs qui causent l’effondrement des structures hydrauliques ainsi selon la littérature un certain nombre d’effondrement, relativement récents, des ponts a comme raison de l’affouillement local, et au cours des 30 dernières années aux États-Unis, un millier de ponts se sont effondrés à cause des défaillances liées à l’interaction pont-écoulement.

L’Algérie n’échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions ou à la nécessité de leurs renforcements. Dans la région des hauts plateaux où le climat est semi- aride, l’érosion est plus importante. Il n’existe pas de statistiques officielles en Algérie bien que ce phénomène a emporté des dizaines d’ouvrages. Les photos et les constatations montrent que c’est les manifestations du phénomène d’affouillement.

L’affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe, la configuration d’écoulement et le mécanisme de l’affouillement sont très mal connus. L’estimation de la profondeur maximale d’affouillement est nécessaire pour mettre à l’abri les nouveaux ponts et d’autre coté le renforcement par des mesures adéquates des ouvrages existants.

La réduction de la profondeur de l’affouillement a été au cœur de plusieurs recherches expérimentales et numériques, peu de contremesures ont été développées. Ce modeste travail met en évidence une approche pour réduire le phénomène : Utiliser des formes de piles avec des périmètres hydrodynamiques.

En fin, les résultats trouvés dans cette thèse ont fait l’objet de plusieurs communications et articles internationaux, deux articles sont disponibles en ligne dans des journaux indexés à savoir « Numerical investigations of the round-nosed bridge pier length effects on the bed shear stress » dans le journal Progress in Computational Fluid Dynamics et le deuxième papier intitulé « Numerical Investigations of the Bridge Pier Shape Influence on the Bed Shear Stress » qui est paru dans le journal américain EJGE.

La continuité dans cet axe de recherche constitue des horizons nécessitant plus de moyens expérimentaux surtout ceux nécessaires pour la détection du champ de vitesse (exemple un doppler) et un canal de longueur et de largeur techniquement satisfaisante.

CHAPITRE II
GÉNÉRALITÉ

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ

II. 1 Présentation du projet :

Le projet qui suit, consiste en la réalisation d'un viaduc de 231m de longueur a double voie électrifiée situé au PK230+100 sur la ligne ferroviaire (Boughezoul /Djelfa), l'ouvrage permet de franchir un oued dans la région de Sen l'Ba aux abords de la RN1 proche Parc d'attractions et zoo Oussama Teta.



Figure II. 1 Image satellite sur le pont ferroviaire PK230+100

II. 2 Données du projet :

II.2.1 Données Fonctionnel :

- **Vue en Plan :**

Le tracé en plan est une vue de dessus de la route et est constitué d'une succession de courbes et d'alignements droits, séparés ou pas par des raccordements progressifs. Il vise à assurer de bonnes conditions de sécurité et de confort tout en s'intégrant au mieux dans la topographie du site.

La vue en plan du viaduc PK230+100 permet d'extraire ces informations :

-L'ouvrage fait 231m de longueur.

-Il débute du pk 230+49 et finit au pk 230+280 en ligne droite.

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ

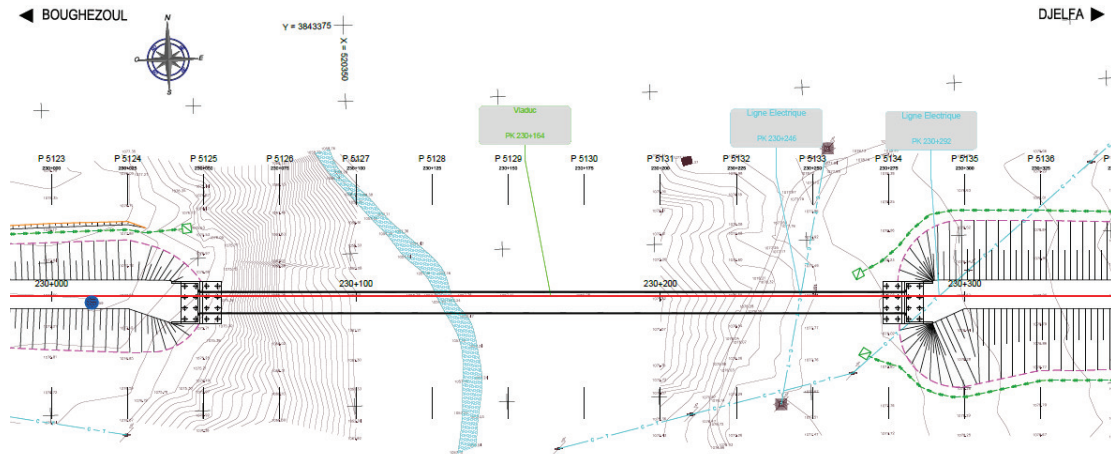


Figure II. 2 Vue en Plan

- **Profil en Long :**

Le profil en long est une représentation plane de la surface du terrain naturel suivant un plan vertical contenant l'axe du tracé ; il détermine la configuration du terrain au droit de l'axe de la route caractériser par des droites (pente, rampe), courbe horizontale ou incliné et paliers rigoureusement droits.

Le profil en long est l'un des facteurs principaux qui interviennent dans l'économie de déclivité maximale et autres caractéristiques techniques, il conditionne le degré ainsi que le volume de terrassement aussi bien que le cout de réalisation de la construction.

Notre Projet comporte une pente de 1,6% et un gabarit max et de 26,66m.

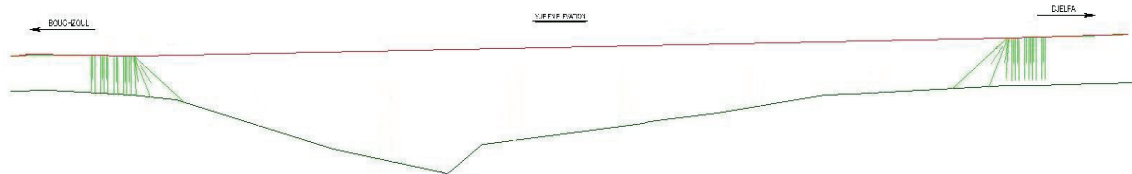


Figure II. 3 Profil en Long

- **Profil en Travers type :**

Le Profil en travers type est une vue de détail montrant toutes les composantes d'un profil en travers et de la route applicable à une certaine portion de la route ou à tout le projet en entier.

Le profil de l'ouvrage étudié et défini part :

- Largeur du tablier de 13,6m.
- L'entraxe entre les voies et de 4,2m.

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ

- Epaisseur Ballast 40cm.
- Traverses bi-blocs.
- Rails UIC60.
- Murette trapézoïdale.
- Support catenaire espacé de 60m.
- Caniveau d'hauteur 30 cm.
- Garde-corps d'hauteur 95cm.
- Corniche.
- Étanchéité.
- Système d'évacuation d'eau.

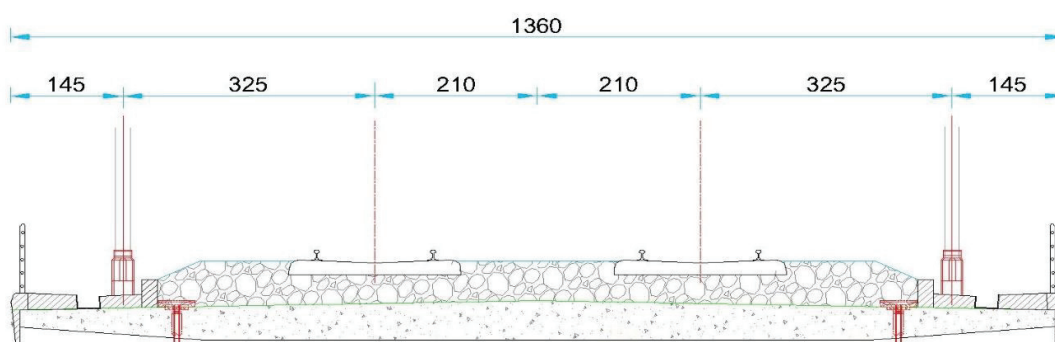


Figure II. 4 Profil en Travers type

II.2.2 Données Naturelles :

- **Sismicité :**

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

Notre site est classé S2 (site ferme) La région de l'Djelfa est située dans la zone I de faible sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de se référer au règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art Algérien (RPOA 2008).

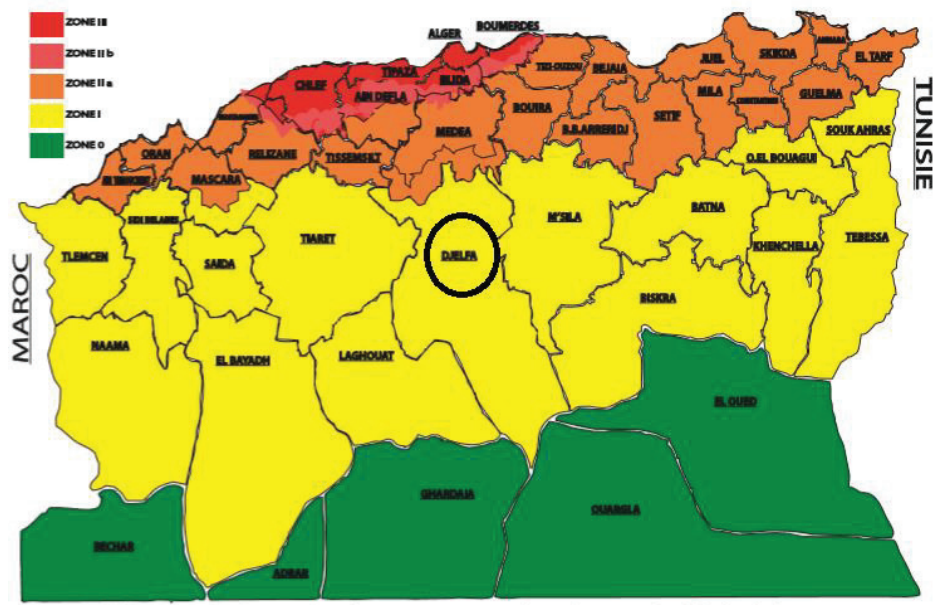


Figure II. 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie

• Géologie :

La carte géologique d'Algérie (2^{ème} édition au 1/500 000) montre que les terrains sédimentaires de notre site sont représentés par :

Le Crétacé moyen qui est représenté par des faciès marins ou lagunaire dont le céno-manien carté « en » et le turonien carté « et ».

Le Quaternaire continental carté « qt » est représenté par des dépôts de comblements entièrement continentaux tels que des limons de terrasser d'oued, des argiles, des conglomérats, du sable éolien et notamment des croutes calcaires.

Le Pontien et le Crétacé supérieur moyen « Cs ».

a) Le programme de reconnaissance :

Le programme de reconnaissance, établi par l'entreprise, comporte :

- Des visites de site.
- Trois (03) sondages carottés 20ml de profondeur de chacun.
- Trois (03) sondages pressiométriques de 20ml de profondeur chacun, comprenant le forage et l'essai tous les 2 mètres de profondeur.

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ

- Sondages carottés :

Ces sondages permettent de révéler la nature et la succession lithologique des terrains et ainsi de définir la meilleure assise pour l'ancrage des fondations du projet.

Tableau II. 1 Coordonnées topographiques des sondages carottés

Sondage	Coordonnées topographiques	
	X	Y
S1	520530.39	3843274.84
S2	520398.96	3843278.84
S3	520300.50	3843281.83

Sondage S1 :

0.00 - 3.00 m : sable dans une matrice limoneuse, rosâtre.

3.00 - 6.00 m : sable dans une matrice marneuse rosâtre à beigeâtre.

6.00 - 13.00 m : limon argileux rosâtres bariolé de vert, graveleux.

13.00 - 13.45 m : sable rosâtre fin.

13.45 - 17.00 m : limon argileux rosâtre bariolé de vert, graveleux.

17.00 - 17.45 m : sable rosâtre fin.

17.45 - 20.00 m : limon argileux mauve graveleux.

Sondage S2 :

0.00 - 8.00 m : argileux graveleux rosâtre, existe un passage de galets entre 3.70 – 3.90 m.

8.00 - 20.00 m : conglomérats altéré, existe un passage très altéré entre 8.00 – 15.00 m.

Sondage S3 :

0.00 - 0.50 m : terrain naturel constitué d'un limon sableux.

0.50 - 3.50 m : sable rosâtre graveleux.

3.50 - 20.00 m : limon argileux rosâtre, existe un passage de galets entre 3.50 – 4.00 m et 15.50 – 18.80 m.

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ

➤ Conclusion :

Selon les sondages carottés on a :

Au niveau du lit de l'oued :

En surface une couche d'argile graveleuse reposant sur une couche conglomérat.

Au niveau des rives de l'oued :

En surface, une couche de terrain naturel, avec l'existence des passages de sables, le tout reposant sur une couche de limon sableux.

b) Essais pressiométriques :

Tableau II. 2 Coordonnées topographiques des sondages pour essais pressiométriques

Sondage	Coordonnées topographiques	
	X	Y
Pr1	520530.62	3843282.14
Pr2	520432.16	3843285.13
Pr3	520300.72	3843289.13

- Définition :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ, cet essai est réalisé dans un forage destructif préalable, le principe consiste à mesurer les déformations et la rupture du sol par l'intermédiaire d'une sonde gonflable.

L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

➤ Conclusion des données naturelles :

Pour la stabilité de l'ensemble, l'état actuel du lieu n'indique aucun signe d'instabilité apparent de type glissement de terrain, toutefois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser le projet en question suivant les règles de l'art, soit, les travaux doivent être réalisés à temps sec dans la mesure du possible.

Pour les fondations de l'ouvrage compte tenu de l'importance et de la nature du projet ainsi que les résultats des sondages carottés, nous optons pour des fondations profondes de type des pieux forés.

II.3 CONCLUSION

Ce chapitre sert de base de données primaire pour entamer l'étude du pont, il est nécessaire que la conception tient compte des données naturelles et fonctionnelles relatives à cet ouvrage, de sa situation géographique ainsi que de l'obstacle franchit.

CHAPITRE III
CONCEPTION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un ouvrage est une étape à la fois importante et sensible dans le processus de réalisation de ce dernier. En effet, cette étape a pour but de trouver l'optimum technique et économique du viaduc. Elle prend en considération les contraintes du terrain, l'objectif et les exigences de l'ouvrage.

Ce chapitre aura donc pour but de traiter et proposer différentes variantes de type d'ouvrage et choisir la plus optimale.

III.2. CRITERES DE CHOIX

Le choix du type d'ouvrage est le fruit d'une analyse profonde et concise de l'ingénieur. Il résulte ainsi de la réflexion et l'expérience de l'ingénieur. Les divers paramètres qui interviennent dans le choix :

- L'obstacle à franchir.
- La nature du terrain et son hydrologie.
- La voie portée : pont (route, rails...).
- Géométrie (porté, largeur, profil en long ...).
- Paramètres liés à la construction (matériaux, procédés, délais, couts...).
- La disposition du site.
- Duré de vie et entretien.

III.3 PROPOSITION DES VARIANTES

A partir des données existantes, des contraintes retenues et leur analyse et des paramètres énoncés ci-dessus, nous sommes en la mesure de proposer trois variantes :

- Variante 1 : Pont mixte ACIER-BETON avec quadri poutre métallique (PRS).
- Variante 2 : Pont à poutres préfabriqués précontraintes par poste tension.
- Variante 3 : Pont caisson en béton précontrainte construit par encorbellement successifs.

III.4 VARIANTE 1 : PONT MIXTE ACIER-BÉTON

Un pont mixte acier-béton comporte des éléments structurels en acier (charpente métallique quadri-poutre) et en béton armé ou précontraint (dalle), dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton qui compose la dalle et en traction pour l'acier sous forme de poutre. L'alliance mécanique de l'acier-béton.

III.4.1 Implantation de la variante :

Pour l'implantation de cette variante, nous avons recours à 2 travées de rive de 43 m et deux travées principales de 72 m pour un totale de 230 m, qui est possible selon le guide SETRA Ponts mixtes acier – béton.

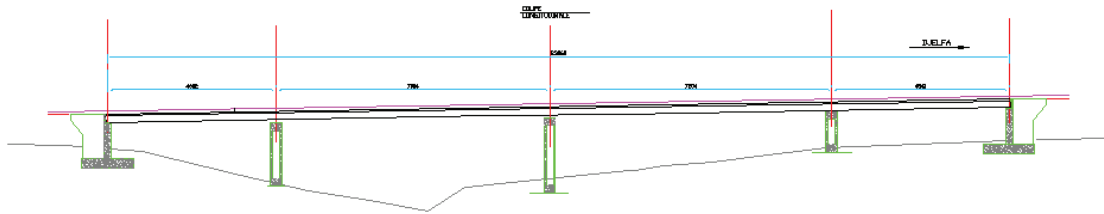


Figure III.1 Profile en Long Var 1

III.4.2 Prédimensionnement des poutres :

Grace aux poutres à âmes pleins, le concepteur est libre de choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme, Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elle n'apporte pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

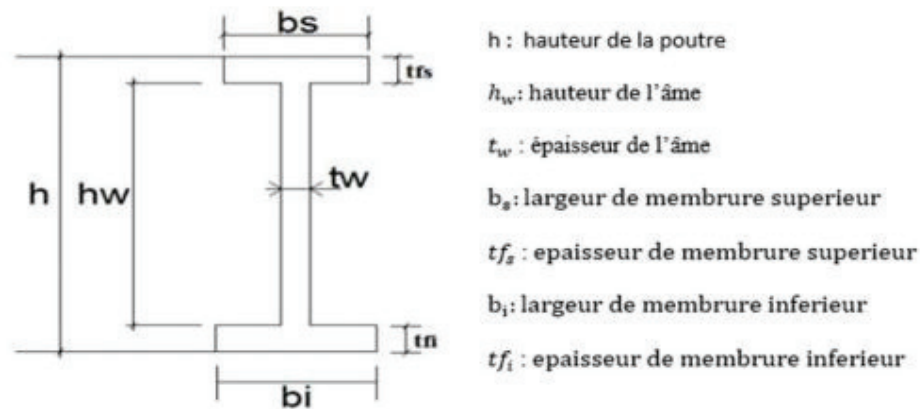


Figure III.2 Profile PRS descriptif

- Hauteur poutre :

D'après le guide SETRA la hauteur des poutres est calculé par la relation :

$$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{X}{35} \right)$$

LT : largeur du tablier.

X : Porté principale.

Donc H_p = 2.8m.

On opte pour un entraxe de 3.5 m.

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

- Épaisseur des âmes :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Sur appui : l'épaisseur des âmes dépend des efforts que doit reprendre la section. Elle est comprise entre 25 et 30 mm en fonction de la portée. On choisit $t_w = 30$ mm.

En travée : L'épaisseur des âmes à mi- travée est comprise entre 14 et 20 mm. On prend $t_w = 20$ mm.

- Dalle :

Pour un tablier de largeur supérieure à 8m, on doit prévoir une dalle d'épaisseur variable. Les épaisseurs minimales sont atteintes aux extrémités des encorbellements et entre les âmes. L'épaisseur maximale est obtenue au droit des poutres. Le passage de l'une à l'autre de ces valeurs s'effectue, en partie centrale, par des goussets.

Au droit des poutres : $E_D = 30$ cm.

Au centre de l'entraxe : $E_D = 25$ cm.

- Dimensions des semelles :

- Largeur :

Selon SETRA la largeur de la semelle inférieure répond à la formule suivante :

$$b_i \geq \left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$$

Donc $b_i = 1.2$ m.

On a $b_s = b_i - 0.1 = 1.1$ m.

- Épaisseur :

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm.

Aux appuis : $E_{SS} = 65$ mm ; $E_{SI} = 75$ mm.

En travée : $E_{SS} = 60$ mm ; $E_{SI} = 70$ mm.

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

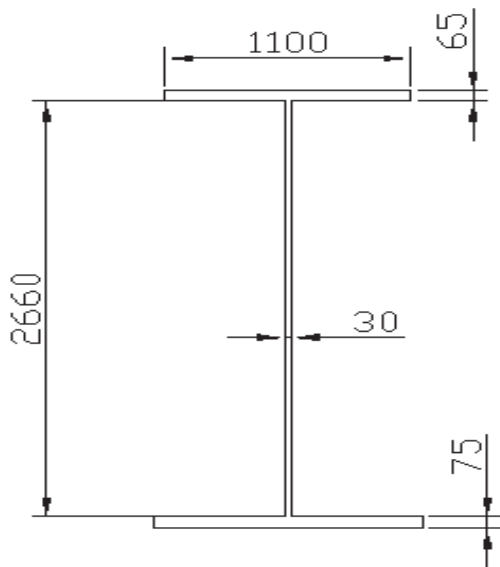


Figure III. 3 Profile PRS zone d'about

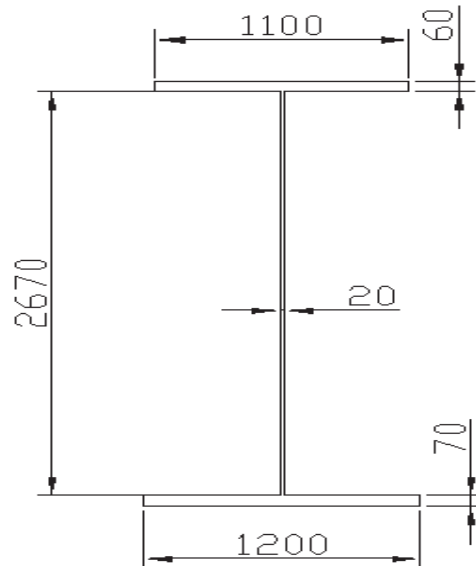
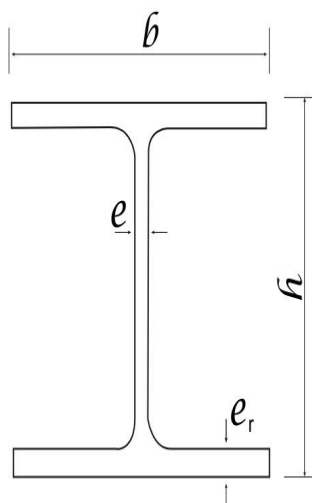


Figure III. 4 Profile PRS zone courante

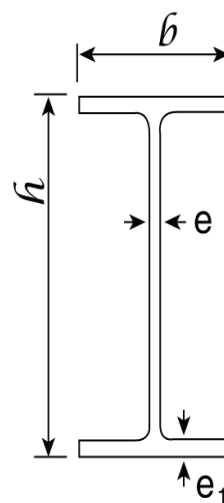
- Entretroises :

- Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.
- En général, les entretoises sont disposées selon un entraxe constant par travée compris entre 6 et 8 m au maximum.
- On choisit des entretoises type IPE 500 en travée et HEA 800 aux appuis.
- Entraxe 8 m pour les portés principales et 6 m pour les travées de rives.



Kilos = 229,60 kg/m
 Longueur = 6000 mm.
 $h = 790$ mm
 $b = 300$ mm
 $e = 15,0$ mm
 $e_1 = 28,0$ mm

Figure III. 5 Profile HEA 800



Kilos = 92,97 kg/m
 Longueur "L" = 6000 mm
 $h = 500$ mm
 $b = 200$ mm
 $e = 10,20$ mm
 $e_1 = 16,00$ mm

Figure III. 6 Profile IPE 500

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.5 VARIANTE 2 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAINES PAR POSTE TENSION

Les ponts à poutres précontraintes préfabriqués font partie de la famille des ponts à poutre sous chaussée en béton. L'élément clé de cette technique est le procédé de préfabrication des poutres en fessant en sorte de garder des travées rigoureusement identiques.

III.5.1 Implantation de la variante :

Pour cette variante, le choix se porte pour des travées de 33 mètres pour un total de 7 travées, ce choix de 7 travées a été fait après une étude approfondie et non superficielle comme les 2 autres variantes, on a choisi des travées de 33 m pour éviter une flèche importante et aussi parce que on a un sol de faible portance qui nécessite des fondations importantes.

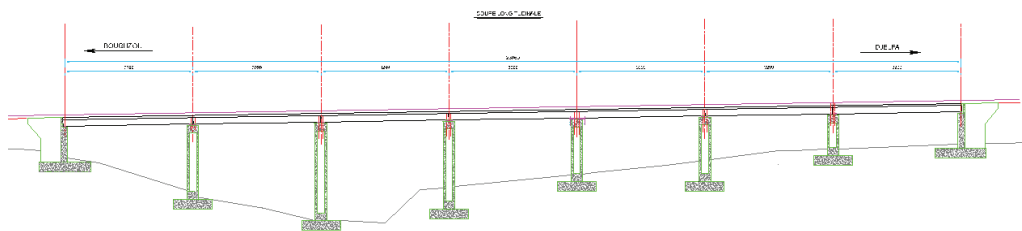


Figure III. 7 Profile en long Var 2

III.5.2 Prédimensionnement des poutres :

- Hauteur des poutres :

La portée de la poutre est de 32 m :

$$\frac{L}{20} \leq H_p \leq \frac{L}{16}$$

Donc $H_p = 2\text{m}$.

- Nombre de poutres :

On choisit un espacement de $\lambda = 1,5375\text{m}$ entre chaque poutre avec une largeur de « $L_a = 12,3\text{m}$ (entraxe entre poutres de rives) » ce qui donne :

$$N = (L_a / \lambda) + 1 = 8 + 1 = 9 \rightarrow N = 9 \text{ poutres.}$$

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

- Épaisseur de l'hourdi :

L'épaisseur de l'hourdis dépend généralement de l'espacement des poutres. En général l'épaisseur est comprise entre 0,20 et 0,30 m.

On prend $E_H = 25\text{cm}$.

- Ames des poutres :

Dans le cas d'un coffrage métallique l'épaisseur des âmes peut donc descendre jusqu'à 20 cm en zone courante (pour des raisons de bonne mise en œuvre du béton et la résistance de l'âme elle-même il n'est pas recommandé de descendre en dessous de cette valeur).

Au voisinage des appuis les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant ce qui conduit généralement à réaliser une épaisseur d'âme atteint couramment 30 cm.

$E_{ap} = 70\text{ cm}$, $E_{ac} = 40\text{cm}$.

- Table de compression :

La largeur de la table de compression ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur soit 1.2 m.

⇒ On prend une largeur courante de $L_{TC} = 1.3\text{ m}$.

Pour notre cas, on opte pour un hourdis général donc l'épaisseur de la table de compression $E_{TC} = 10\text{ cm}$ aux extrémités puis qui va être majoré à la jonction avec le gousset de 5 cm.

Pour assurer la jonction de l'âme et la table de compression, on choisit les dimensions 0.15x0.15 pour les goussets et une inclinaison de 45°.

- Talons :

Pour un ouvrage normalement élancé, la largeur des talons varie entre 0.6 et 0.9 m.

→ $L_T = 0.7\text{ m}$.

La partie verticale du pied du talon est souvent comprise entre 0.1 et 0.20 m.

→ $E_T = 0.15\text{ m}$.

Les goussets du talon doivent être relativement pentu donc on prend un angle avec une tangente égale à 1.4 ce qui donne :

- En zone médiane : 0.15x0.21.

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

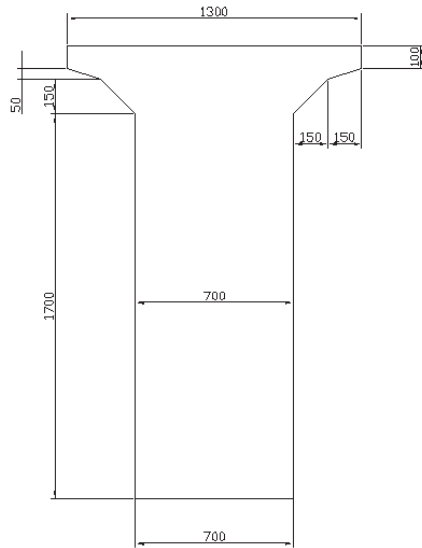


Figure III. 8 Profile poutre Var 2 zone d'about

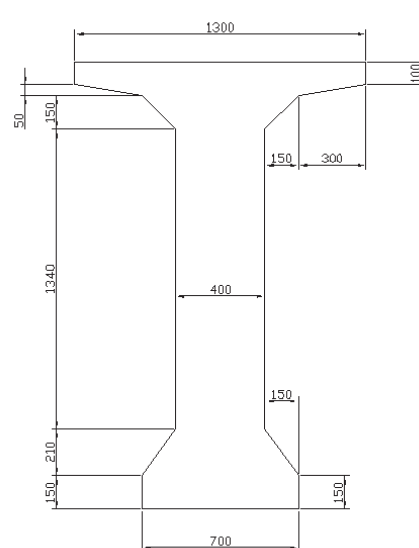


Figure III. 9 Profile poutre Var 2 zone courante

- Entretoises :

Les entretoises faisant fonction de poutraison transversale ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrer à la torsion sur appuis, de plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis.

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 et les conduits d'armatures de précontrainte. 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 $\rightarrow E_E = 0.34 \text{ m}$.

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, 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. A cet égard, une distance minimale de 0,50 m semble convenable $\rightarrow H_E = 1.5 \text{ m}$.



Figure III. 10 Profile Entretoise Var 2

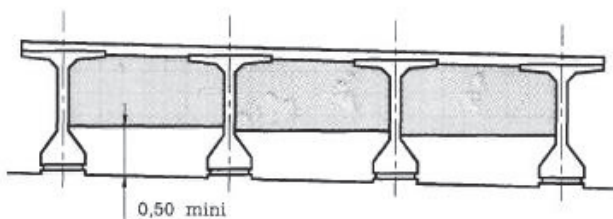


Figure III. 11 Accès sous les entretoises d'about

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.6 VARIANTE 3: PONT CAISSON EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

Ce mode de construction consiste exécuter l'essentiel du tablier de pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successif dénommé voussoirs. Chaque élément est construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de contraintes sont mis en tension. La construction s'effectue en général symétriquement de part et d'autre d'une pile.

III.6.1 Implantation de la variante :

Pour cette méthode de construction, on envisage 2 travées de 68 m et 2 travées de rive de 47 m, qui est possible selon le guide SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs,.

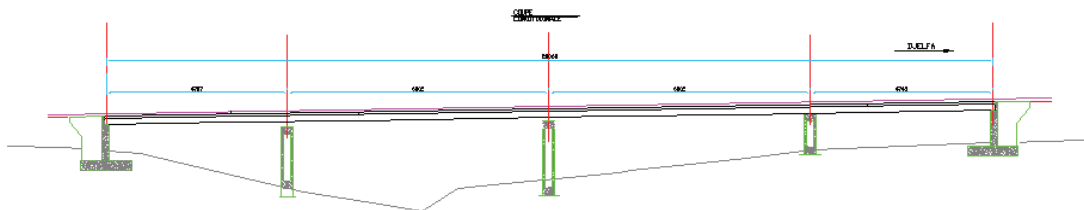


Figure III. 12 Profile en long Var 3

III.6.2 Prédimensionnement des voussoirs :

La largeur du tablier de pont étant 13.6 on opte pour un mono caisson simple à deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine avec hourdis en béton armé.

- Hauteur :

La portée principale de l'ouvrage étant inférieure à 70m la hauteur devra être constante le long de l'ouvrage. Dans ce cas la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

Donc : $H_v = 3$ m.

- Hourdis supérieur :

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ($C=B/4$) avec B la largeur du tablier.

Donc $C = 3.4$ m.

Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi. Pour le cas de garde de corps.

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

$16 \leq e_1 \leq 18$ cm. Donc $e_1 = 18$ cm.

A l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers. Elle est comprise entre $1/7$ et $1/8$ de C .

Donc $e_2 = 46$ cm.

L'épaisseur e_3 peut être estimée à $0.10 + D/25$ (D représentant l'entraxe des âmes égale à $B/2 = 6.8$ m).

Donc $e_3 = 38$ cm.

L'épaisseur à mi-travée e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$ avec un minimum de 20 cm.

Donc $e_4 = 25$ cm.

On doit vérifier également que : $e_3 > e_2 - 0,10$ m et $e_3 > 1,5 e_4$.

$e_3 > 46 - 10 = 36$ cm → vérifié.

$e_3 > 1.5 \times 25 = 37.5$ cm → vérifié.

- Epaisseur des âmes :

L'inclinaison des âmes couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %, en prend 10%.

L'épaisseur des âmes est dimensionnée en fonction du câblage que recevra le caisson et la résistance à l'effort tranchant, l'épaisseur minimal est exprimée avec la relation suivante :

$E_a = L/275 + 1.25B/L - 0.125$. (L portée principale et B largeur du pont).

$E_a = 37,23$; en prend $E_a = 38$ cm.

L'épaisseur doit aussi respecter les conditions relatives au bon bétonnage et à l'ancrage des câbles du fléau.

- $E_a > 2(e + 3d + V) + \phi_g = 41,6$ cm ; avec $V = 7$ cm minimum (cheminée de bétonnage et de vibration).

- $E_a > 2D = 40$ cm (D étant l'enrobage des plaques données par les agréments des systèmes de précontrainte en fonction de la résistance du béton qui peut être pris en première estimation à 20 cm pour des câbles de 12T15).

- $E_a > 3\phi_g = 24$ cm (ϕ_g égale à 8 cm pour les câbles de 12T15).

Pour $V = 7$ cm, $D = 20$ cm, $d = 1.6$ cm, $e = 5$ cm et $\phi_g = 8$ cm.

On prend $E_a = 45$ cm.

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

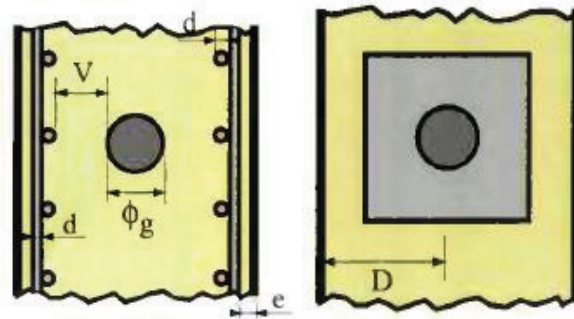


Figure III. 13 Epaisseur âmes Var 3

- Epaisseur hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

- Sur pile : c'est une valeur, qui dépend souvent de la portée et de la largeur de l'hourdis. Elle varie entre 35 cm et 80 cm.

Donc $E_{HP} = 50\text{cm}$.

- A la clé : l'épaisseur de l'hourdis inférieur doit être aussi mince que possible. Supérieure ou égale à 18 ou 22 cm et doit être supérieure à cette valeur :

$$E_{HC} \geq 2\phi_g + d + e = 22,6$$

Et de préférence : $E_{HC} \geq \frac{Ea}{3} = 15\text{cm}$.

Donc $E_{HC} = 25\text{ cm}$.

- Dimensionnement des goussets :

- Goussets supérieure : les dimensions du gousset supérieur sont conditionnées par plusieurs facteurs (abriter les câbles de fléau, facilitation du bétonnage des âmes...). Ils sont dimensionnés et pris en compte d'une façon empirique.

Pour le contour intérieur : 90 cm x 45 cm avec un angle de 30 °.

Pour le contour extérieur : 45 cm x 45 cm avec un angle de 45 °.

- Goussets inférieures : en plus de leur rôle mécanique de transition entre l'âme et l'hourdis inférieur, ils doivent aussi loger les câbles de continuité. On opte pour les dimensions de 45 cm x 45 cm avec un angle de 45 °.

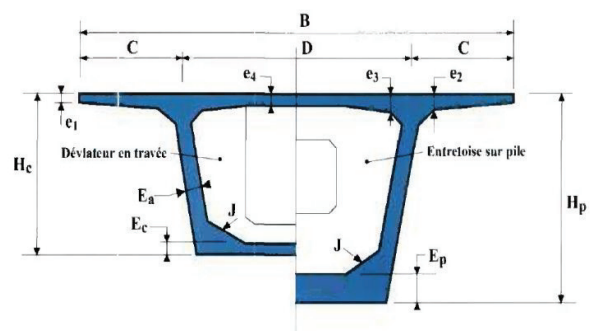


Figure III. 14 Profile Poutre Var 3

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.7 COMPARATIF ET CHOIX DÉFINITIF

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Inconvénient	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien fréquent et coûteux. - Risque de corrosion, de voilement et de déversement des poutres. - Matériaux chers. - Demande de main d'œuvre qualifiée (pour la soudure). - Sensibilité au gradient thermique. - Présente un cout unitaire de 350000 DA/m² 	<ul style="list-style-type: none"> - sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. - Déformation des poutres par fluage. 	<ul style="list-style-type: none"> - Poids très important. - Les effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers. - La réalisation de ce type d'ouvrage requiert un savoir-faire particulier. - le volume des calculs nécessaires est bien plus important que celui des autres ouvrages. - Présente un cout unitaire de 350000 DA/m².
Avantage	<ul style="list-style-type: none"> - Excellent rapport poids/ performance des matériaux. - Comportement de la Structure optimisé. - La construction est rapide et fiable. - Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité. - Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine. - Poids relativement faible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Matériau de construction disponible (béton). - Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués. - Faible cout d'entretien. - Faible cout de construction. - Exécution facile et rapide. - Ne nécessite pas une main d'œuvre spéciale. - Présente un cout unitaire de 250000 DA/m² 	<ul style="list-style-type: none"> - Qualité esthétique incontestable. - Construction sans aucun contact avec le sol. - Rapidité d'exécution. - Augmentation du rendement de la main d'œuvre.

Tableau III. 1 Récapitulatif des avantages et inconvénients des variantes

III.8 CONCLUSION

Il faut tenir en compte que les conceptions effectuées sur la variante pont mixte et la variante pont caisson sont entamées à l'aide des guides SETRA seulement et non pas subit une étude plus approfondie tandis que la variante pont à poutres précontraintes en posttension qui a été prise initialement avec 5 travées de 46m suivant le guide SETRA Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, puis a fait l'objet dans ce mémoire d'une étude approfondie qui nous a orienté plutôt vers 7 travées de 33m pour éviter une flèche importante et avec des fondations plus importantes car on a un sol de faible portance, donc on peut déduire que les autres variantes suites à une étude approfondie se composeront de travées plus petites mais aussi auront des fondations plus importantes similaire à celle de la 2^{ème} variante .

Le choix final de conception se base sur les facteurs économiques, esthétique et exécution. Le choix optimal maximise ces facteurs tout en respectant le côté technique.

Puisque on a un tarif de 350000 DA/m² pour les variantes 1 et 3 et 250000 DA/m² pour la 2^{ème} variante pour des fondations similaires il est clair que la 2^{ème} variante est la plus économique des 3, mais aussi cette dernière est réputée pour sa simplicité des calculs et de réalisation.

Au final, la variante Pont à poutres préfabriqués précontraintes par poste tension est adoptée pour son intérêt économique et statique et aussi à son exécution simple et rapide, de plus son mode de fabrication s'adapte aux conditions et obstacles de notre site.

CHAPITRE IV
CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

IV.1. INTRODUCTION

Les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables. Dans ce chapitre on procède à la définition et le calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter.

D'abords, Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. Il faut donc définir les caractéristiques des matériaux.

IV.2. CARCTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

IV.2.1 BÉTON

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du BAEL.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors :

- Une résistance élevée à la compression,
- L'étanchéité et la non agressivité chimique,
- Une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible,
- Une bonne maniabilité.

La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées avec un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères donc de très grande portée, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre). Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations et les pertes de tension des aciers. Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m^3 et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m^3 (c. à d. 500 Kg de ciment pour 1 m^3 de béton).

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A325.

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- La résistance caractéristique à la compression :

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton. Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

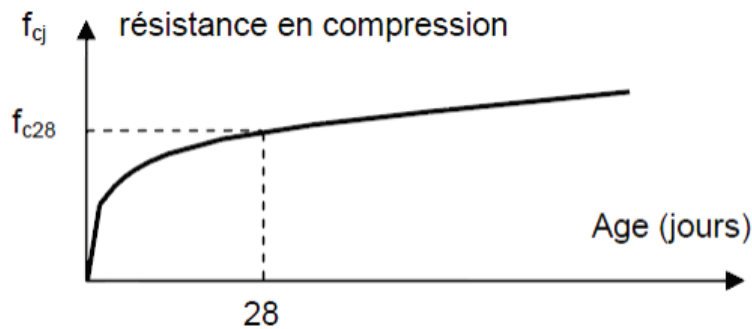


Figure IV. 1 Diagramme résistance en compression du béton en fonction de l'âge
Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge :

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
$J = 28$		$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calcul de résistance
$28 < J < 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$ pour les calculs de déformation
$J > 60$		$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$ pour les calculs de déformation

Tableau IV. 1 Résistance caractéristique de béton en fonction de l'âge

On peut admettre une résistance au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement dont f_{c28} ne dépasse pas 40MPa).

Pour le béton $f_{c28} = \begin{pmatrix} 40 \text{ MPa} \\ 30 \text{ MPa} \end{pmatrix}$.

- La résistance à la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour le tablier : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = 3 \text{ MPa}$

Pour les appuis : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPa}$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Contraintes admissibles :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

- Calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

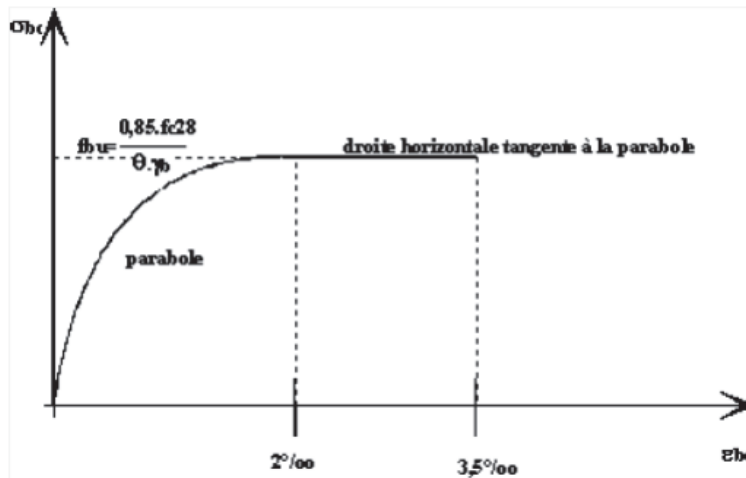


Figure IV. 2 Diagramme parabole-rectangle (ELU)

$$F_{bu} = 0,85 f_{c_j} / \theta \cdot \gamma_b$$

-Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré est supérieure à 24h.

- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation accidentelles} \\ 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires} \end{cases}$$

- Calcul à l'ELS :

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. La contrainte de compression de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0,6f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes.} \\ 0,5f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons quasi permanentes.} \end{cases}$$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

➤ Déformation du béton :

1-Déformation longitudinale E :

Elles peuvent être calculées à l'aide du « module instantané de déformation longitudinale (module de Young) E_{ij} à j jours d'âge déterminer à partir de sa résistance f_{cj} et on distingue :

-Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

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

-Module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3 E_{ij}$$

L'indice « v » vient de Freyssinet, qui considérait qu'il s'agissait du module « vrai » du béton.

2-Module de déformation transversale G :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$\nu=0,0$ pour un béton fissuré (*ELU*) et à $0,2$ pour un béton non fissuré (*ELS*).

IV.2.1 ACIER

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15 à 0,25 %) ou des aciers mi-durs et durs (0,25 à 0,4 %). Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

-Les aciers ACTIFS (ou de précontrainte), qui créent et maintiennent la tension de précontrainte sur le béton.

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

-Les aciers PASSIFS, sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en cas d'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les aciers actifs.

- Aciers passifs :

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

- La limite élastique :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE50A type 1, sa limite élastique égale à $f_e=500$ MPa. Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000$ MPa.

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

$$\gamma_s = \begin{cases} = 1 & \text{en situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Pour les calculs sous sollicitations normale, on substitue aux diagrammes expérimentaux un diagramme idéalisé qui se compose conventionnellement :

-De droite de Hooke.

-D'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

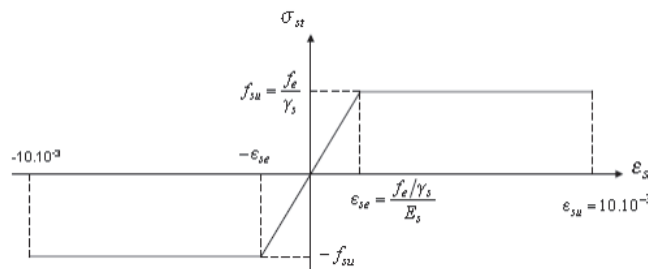


Figure IV.3 Diagramme « contrainte déformation » acier

- Contrainte limite de traction :

Etat considéré	E.L.S
Fissuration peut nuisible	$\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$.
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (nftj)^{1/2})$.
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (nftj)^{1/2})$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

A l'ELU :

La contrainte admissible à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Aciers de précontrainte « actif » :

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles 13T15 car ce type de câble est réservé aux ouvrages de portées moyennes à grandes.

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

$$P_0 = (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{pe})$$

-Résistance à la rupture :

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne f_{prg} . Dans notre projet : $f_{prg} = 1770$ MPa.

- Limite élastique :

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 1 %, on la désigne par f_{peg} . Dans notre projet $f_{peg} = 1593$ MPa.

- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.

-Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.

- Le module de d'élasticité longitudinal E_p pour les torons 190000 MPa.

-Section nominale de l'acier : A_P (1 toron) = 140 mm².

-Diamètre extérieur de la gaine : $\Phi = 80$ mm.

IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

IV.3.1 Notations :

(Δ) : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême.

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section Considérée par rapport à l'axe (Δ) .

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à (Δ) .

$$I_{\Delta} = I_0 + S \times Z^2$$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$$I_G = I_{\Delta} - Ms^2 \times S$$

Ms_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) .

$$Ms_{\Delta} = S \times Z$$

I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

- Pour une section triangulaire

$$I_0 = bh^3/36$$

- Pour une section rectangulaire

$$I_0 = bh^3/12$$

V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V = ht - V' ; V' = Ms_{\Delta} / S$$

R : Rayon de giration avec $r^2 = I_G/S$

ρ : Rendement géométrique de la section, avec :

$$\rho = I_G / (S \times V \times V')$$

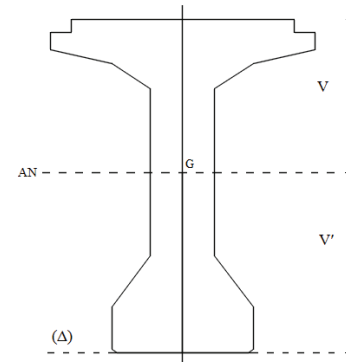


Figure IV. 4 Section poutre avec notation

IV.3.1 Schéma section de la poutre et hourdi :

- Dimensions Poutre :

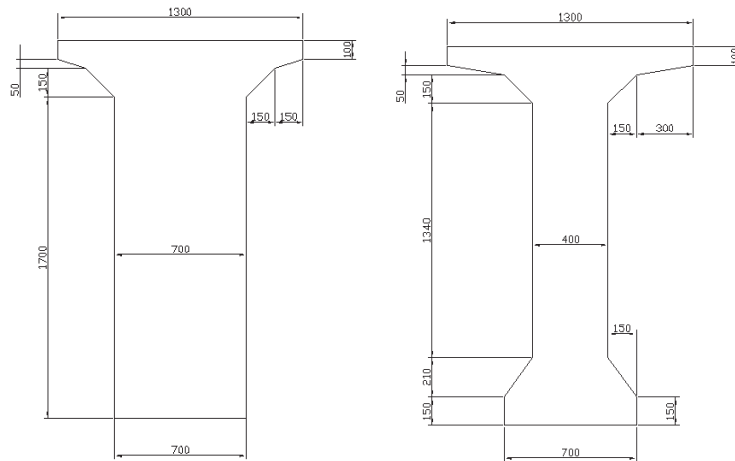


Figure IV. 5 Section poutre (zone d'about et zone médiane)

- Poutre Intermédiaire avec Hourdi :

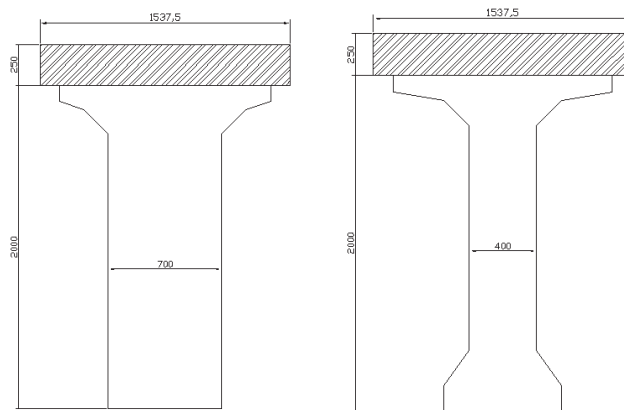


Figure IV. 6 Section poutre avec hourdi intermédiaire (zone d'about et zone médiane)

- Poutre de rive avec Hourdi :

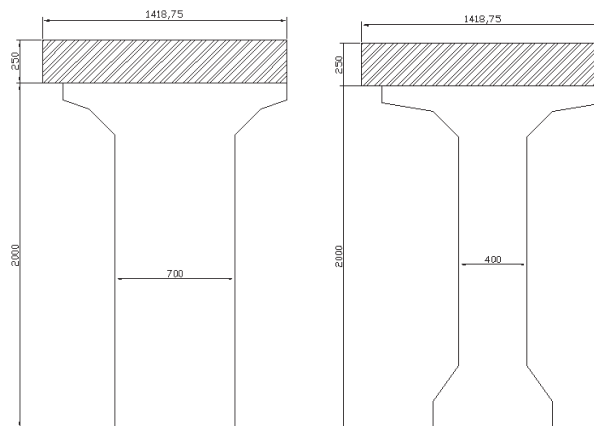


Figure IV. 7 Section poutre avec hourdi de rive (zone d'about et zone médiane)

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

IV.3.2 Caractéristiques géométriques calculées :

- Caractéristiques géométriques des poutres sans hourdis :

Poutre sans Hourdi Zone d'About													
N°	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m ²]	Ms[m ³]	I0[m ⁴]...Iy	I[m ⁴]			V[m]	V'=Z[m]	r ² [m ²]	p[%]
1	0,7	2	1	1,4	1,4	0,46666667	1,866667			1	1	0,333333	33,33333
2	0,3	0,1	1,95	0,03	0,0585	0,000025	0,1141			0,05	1,95	0,000833	0,854701
2'	0,3	0,1	1,95	0,03	0,0585	0,000025	0,1141			0,05	1,95	0,000833	0,854701
3	0,15	0,05	1,875	0,0075	0,014063	1,5625E-06	0,026369			0,125	1,875	0,000208	0,088889
3'	0,15	0,05	1,875	0,0075	0,014063	1,5625E-06	0,026369			0,125	1,875	0,000208	0,088889
4	0,15	0,05	1,883	0,00375	0,007061	5,2083E-07	0,013297			0,117	1,883	0,000139	0,063042
4'	0,15	0,05	1,883	0,00375	0,007061	5,2083E-07	0,013297			0,117	1,883	0,000139	0,063042
5	0,15	0,15	1,8	0,01125	0,02025	1,4063E-05	0,036464			0,2	1,8	0,00125	0,347222
5'	0,15	0,15	1,8	0,01125	0,02025	1,4063E-05	0,036464			0,2	1,8	0,00125	0,347222
6	0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0
6'	0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0
7'	0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0
Total	//	//	//	1,505	1,599748	0,54666616	2,247126			0,937045	1,062955	0,363233	36,46787

Tableau IV. 2 Caractéristiques géométriques de la poutre (zone d'about)

Poutre sans Hourdi Zone Médiane													
N°	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m ²]	Ms[m ³]	I0[m ⁴]...Iy	I[m ⁴]			V[m]	V'=Z[m]	r ² [m ²]	p[%]
1	0,4	2	1	0,8	0,8	0,26666667	1,066667			1	1	0,333333	33,33333
2	0,45	0,1	1,95	0,045	0,08775	0,0000375	0,17115			0,05	1,95	0,000833	0,854701
2'	0,45	0,1	1,95	0,045	0,08775	0,0000375	0,17115			0,05	1,95	0,000833	0,854701
3	0,15	0,05	1,875	0,0075	0,014063	1,5625E-06	0,026369			0,125	1,875	0,000208	0,088889
3'	0,15	0,05	1,875	0,0075	0,014063	1,5625E-06	0,026369			0,125	1,875	0,000208	0,088889
4	0,3	0,05	1,883	0,0075	0,014123	1,0417E-06	0,026594			0,117	1,883	0,000139	0,063042
4'	0,3	0,05	1,883	0,0075	0,014123	1,0417E-06	0,026594			0,117	1,883	0,000139	0,063042
5	0,15	0,15	1,8	0,01125	0,02025	1,4063E-05	0,036464			0,2	1,8	0,00125	0,347222
5'	0,15	0,15	1,8	0,01125	0,02025	1,4063E-05	0,036464			0,2	1,8	0,00125	0,347222
6	0,15	0,21	0,22	0,01575	0,003465	3,8588E-05	0,000801			1,78	0,22	0,00245	0,625638
6'	0,15	0,21	0,22	0,01575	0,003465	3,8588E-05	0,000801			1,78	0,22	0,00245	0,625638
7	0,15	0,15	0,075	0,0225	0,001688	4,2188E-05	0,000169			1,925	0,075	0,001875	1,298701
7'	0,15	0,15	0,075	0,0225	0,001688	4,2188E-05	0,000169			1,925	0,075	0,001875	1,298701
Total	//	//	//	1,019	1,082675	0,43943008	1,589759			0,937512	1,062488	0,431237	43,2927

Tableau IV. 3 Caractéristiques géométriques de la poutre (zone médiane)

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Caractéristiques géométriques des poutres intermédiaires avec hourdi :

Poutre Avec Hourdi Intermediaire Zone d'About												
\	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m2]	Ms[m3]	I0[m4]...Ilg	I[m4]		V[m]	V'=Z[m]	r^2[m2]	p[%]
Poutre sar	//	//	1,062955	1,505	1,599748	0,54666616	2,247126		0,937045	1,062955	0,363233	36,46787
Hourdi	1,5375	0,25	2,125	0,384375	0,816797	0,00200195	1,737695		0,125	2,125	0,005208	1,960784
P+H	//	//	1,279018	1,889375	2,416544	0,89401789	3,984821		0,970982	1,279018	0,473182	38,10134

Tableau IV. 4 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi intermédiaire (zone d'about)

Poutre avec Hourdi Intermediaire Zone Médiane												
\	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m2]	Ms[m3]	I0[m4]...Ilg	I[m4]		V[m]	V'=Z[m]	r^2[m2]	p[%]
Poutre sar	//	//	1,062488	1,019	1,082675	0,43943008	1,589759		0,937512	1,062488	0,431237	43,2927
Hourdi	1,5375	0,25	2,125	0,384375	0,816797	0,00200195	1,737695		0,125	2,125	0,005208	1,960784
P+H	//	//	1,353503	1,403375	1,899472	0,75651395	3,327454		0,896497	1,353503	0,539068	44,42578

Tableau IV. 5 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi intermédiaire (zone médiane)

- Caractéristiques géométriques des poutres de rive avec hourdi :

Poutre Avec Hourdi de Rives Zone d'About												
\	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m2]	Ms[m3]	I0[m4]...Ilg	I[m4]		V[m]	V'=Z[m]	r^2[m2]	p[%]
Poutre sar	//	//	1,062955	1,505	1,599748	0,5466662	2,247126		0,937045	1,062955	0,363233	36,46787
Hourdi	1,41875	0,25	2,125	0,354688	0,753711	0,0018473	1,603483		0,125	2,125	0,005208	1,960784
P+H	//	//	1,265513	1,859688	2,353458	0,8722772	3,850609		0,984487	1,265513	0,469045	37,64765

Tableau IV. 6 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi de rive (zone d'about)

Poutre avec Hourdi de Rives Zone Médiane												
\	B[m]	H[m]	Z[m]	S[m2]	Ms[m3]	I0[m4]...Ilg	I[m4]		V[m]	V'=Z[m]	r^2[m2]	p[%]
Poutre sar	//	//	1,062488	1,019	1,082675	0,4394301	1,589759		0,937512	1,062488	0,431237	43,2927
Hourdi	1,41875	0,25	2,125	0,354688	0,753711	0,0018473	1,603483		0,125	2,125	0,005208	1,960784
P+H	//	//	1,336829	1,373688	1,836386	0,7383072	3,193242		0,913171	1,336829	0,537464	44,02722

Tableau IV. 7 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi de rive (zone médiane)

- Caractéristiques géométriques de la section nette :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée.

Forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

- S (nette) = S (brute) - 5% S (brute) = 95% S (brute)
- MsΔ (nette) = MsΔ (brute) - 8% MsΔ (brute) = 92% MsΔ (brute)
- IΔ (nette) = IΔ (brute) - 10% IΔ (brute) = 90% IΔ (brute)

\	S[m2]	Ms[m3]	I[m4]	S[net][m2]	Ms[net][m3]	I[net][m4]	Ig[m4]	V[m]	V'=Z[m]	r^2[m2]	p[%]
P											
About	1,505	1,599748	2,247126	1,42975	1,4717677	2,0224134	0,507393	0,970612	1,029388	0,354882	35,51892
Médiane	1,019	1,082675	1,589759	0,96805	0,996061	1,4307831	0,405901	0,971065	1,028935	0,419297	41,96485
P+H(Intermediaire)											
About	1,889375	2,416544	3,984821	1,79490625	2,223220825	3,5863392	0,832596	1,011372	1,238628	0,463866	37,02889
Médiane	1,403375	1,899472	3,327454	1,33320625	1,747514125	2,9947089	0,704136	0,939239	1,310761	0,528153	42,90024
P+H(Rives)											
About	1,859688	2,353458	3,850609	1,766703125	2,165181763	3,4655482	0,812011	1,024451	1,225549	0,459619	36,60805
Médiane	1,373688	1,836386	3,193242	1,305003125	1,689475063	2,8739179	0,6867	0,955386	1,294614	0,526206	42,54381

Tableau IV. 8 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdi section nette

IV.4. TYPES DE CHARGES

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les surcharges ferroviaires.

IV.4.1 Les charges permanentes (CP)

Elles représentent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées du poids propre de tablier (poutres, entretoises, hourdis...).

IV.4.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP)

Ces charges contiennent :

- Le ballastage.
- Garde-corps, revêtement et trottoirs.
- Caténaire.
- Les voies (rail) et traverses.
- Etanchéité.
- Glissières.

IV.4.3 Les surcharges ferroviaires

- Charges statiques. (LM71, SW0, SW2...).
- Charges dynamiques. (Freinage/démarrage, lacet...).

IV.4. TYPES DE CHARGES

IV.4.1 Les charges permanentes (CP)

- Les Poutres :

\	S[m2]	L[m]	V[m3]	Masse Vol beton armé [t/m3]	Poids [t]	Poids Total (x2) [t]	Pt [t/ml]
About		1,505	2,5	3,7625	2,5	9,40625	18,8125
Courante		1,262	0,5	0,631	2,5	1,5775	3,155
Médiane		1,019	13,5	13,7565	2,5	34,39125	68,7825
Poutre	\\		33	36,3	2,5		90,75

Tableau IV. 9 Charge permanente de la poutre

- Dalle :

\	S[m2]	L[m]	V[m3]	Masse Vol beton armé [t/m3]	Poids Total [t]	Pt [t/ml]
Dalle Pi		0,384375	33	12,684375	2,5	31,7109375
Dalle Pr		0,3546875	33	11,7046875	2,5	29,26171875

Tableau IV. 10 Charge permanente de la dalle

- Poutres + Dalle :

\	Poids Total pour 1 poutre [t]	Pt (1 poutre) [t/ml]	Poids Total [t]	Pt [t/ml]
Pi+Dalle	122,4609375	3,7109375	857,2265625	25,9765625
Pr+dalle	120,0117188	3,63671875	240,0234375	7,2734375
Poutres + Dalle			1097,25	33,25

Tableau IV. 11 Charge permanente de la poutre avec dalle

IV.4.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP)

- Le ballaste :

D'après la norme européenne 13450 concernant les granulats pour ballasts de voie ferrée, son poids volumique est de 18 KN/m³ d'où le poids surfacique du ballast pour une épaisseur de 0.4 m :

$$P_{\text{ballast}} = 18 \times 0.4 = 7.2 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLlicitATIONS

- Rail :

-La voie est constituée de longs rails Vignole soudés de type UIC 60.

-Le poids de ce rail est de 0.6021 KN/m.

-Pour 2 rails on prend 1.25 KN/m.

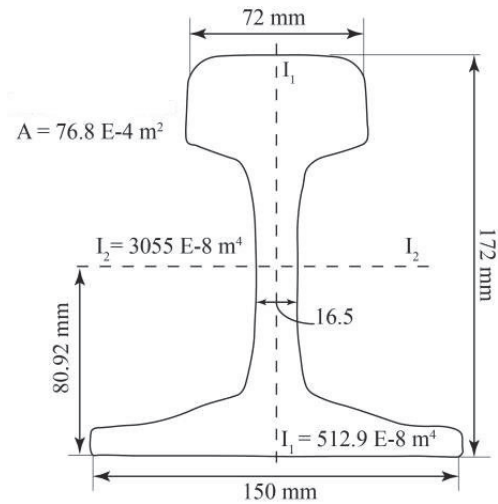


Figure IV. 8 Rail Vignole UIC60

- Les traverses

Sur une ligne de chemin de fer, la distance entre deux files de rails parallèles, mesurée entre les bords intérieurs des champignons des rails. Elle est, en générale, en Algérie et dans de nombreux pays européens, de 1.435 m ainsi que la longueur varie entre 2.24m à 2.5m et le poids de 245kg à 280kg. Il existe 2 types de traverses :

- Traverses monobloc.

- Traverses bi-bloque.

Dans notre cas on a utilisé des traverses bi-bloque :

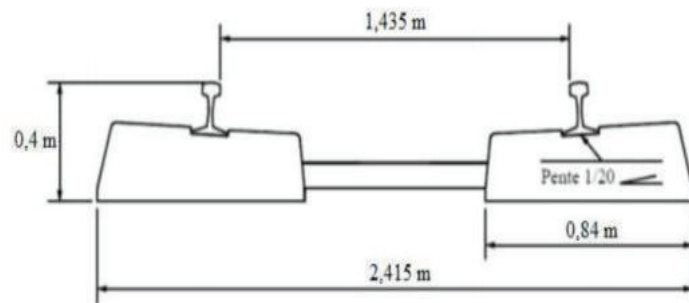


Figure IV. 9 Traverses bi-bloque

Les traverses sont posées au pas de 0,60 m entre Axes.

Donc : $N_{\text{traverses}} = 384$. On choisit un poids de 270 kg.

$$P_{\text{traverses}} = 2.7 \times 384 = 1036.8 \text{ KN}$$

$$P_{\text{traverses}} = 1036.8 / 230 = 4.5 \text{ KN/m}$$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Caténaire :

La caténaire sert à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Elle a un poids de 2,4 KN/m.

- Garde-corps :

Le poids du Garde-corps est 2 KN/m.

- Étanchéité :

L'étanchéité est constituée de 2 couches. Une en béton de protection de 0.05 m plus une chape d'étanchéité en bitume de 0.01 m.

$$P_{\text{étanchéité}} = (0.01 + 0.05) \times 22 = 1.32 \text{ KN/m}^2$$

- Trottoirs et corniches :

Dans les ouvrages ferroviaires, les trottoirs servent à loger les câbles électriques et à y ancrer les garde-corps. Chacun d'eux est muni d'une corniche à son extrémité.

$$P_{\text{trottoir}} = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{corniche}} = 0.16 \times 25 = 4 \text{ KN/m}$$

- Murs Garde ballaste :

$$P_{\text{MGB}} = 0.55 \times 0,2 \times 25 = 2.75 \text{ KN/m}$$

IV.4.3 Les surcharges ferroviaires

- Effets statiques :

Selon l'EUROCODE, Il existe quatre schémas de charge :

a- Schéma LM71 :

Il est composé de quatre charges ponctuelles de 250KN et de charges réparties de 80 KN/ml appliqué verticalement sur la voie ; il représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire normal.

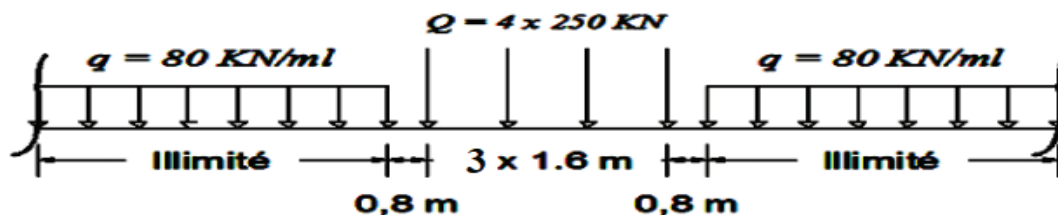


Figure IV. 10 Schéma de charge LM71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

b- Modèle de charge SW :

Il représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

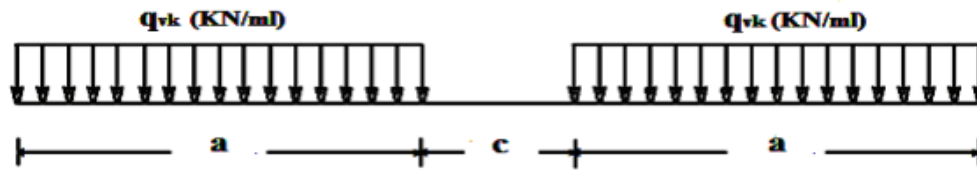


Figure IV. 11 Schéma de charge SW

Type de charge	q _{vk} (KN/ml)	a(m)	c(m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7.0

Tableau IV. 12 Valeurs des charges SW

c- Modèle train à vide :

Le schéma train à vide consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12.5KN/ml, et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage. Il est utilisé pour certaines vérifications.

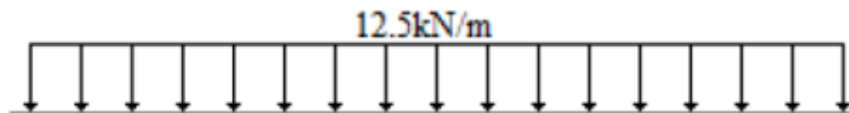


Figure IV. 12 Schéma de charge train à vide

Les chargements verticaux qu'on va prendre en compte pour l'étude :

-LM71.

-SW/2.

-Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte.

- **Charges sur les trottoirs :**

Le modèle recommandé, à utiliser est une charge uniformément répartie de 2KN/m² sur chaque trottoir.

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- **Effets dynamiques :**

Pour nos calculs, nous optons pour un coefficient $\alpha = 1$.

- a- **Effort de lacet :**

Il est considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{SK} = 100 \text{ KN}$.

- b- **Effort de freinage/démarrage :**

Efforts sur la voie : Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

- Force de démarrage :

$$Q_{Lak} = (33\text{KN/m}) \times L(\text{m}) \leq 1000\text{KN}$$

On prend donc 1000 KN.

Pour les schémas de charges LM71 et les Schémas de charge SW et donc pour les chargements (LM71+SW/0 et SW/2).

- Force de freinage :

Pour les schémas LM71 et les schémas SW/0 :

$$Q_{lb} = 20(\text{KN/m}) \times L_{\text{chargé}}(\text{m}) \leq 6000 \text{ Kn}$$

Pour les schémas de charge SW/2 :

$$Q_{lbc} = 35(\text{KN/m}) \times L_{\text{chargé}}(\text{m})$$

- c- **Gradient thermique :**

Le tablier subit une variation linéaire dans le sens vertical entre la fibre inférieure et la fibre supérieure. Le règlement donne les valeurs à prendre en compte pour les dalles et poutres en béton. On prend ± 15 avec surface supérieure plus chaude que partie inférieure à cause du soleil.

- d- **Effet du vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe de la voie. Ainsi, une pression se développe sur toute surface frappée.

-la pression normale à la surface en contacte = 2KN/m^2 .

-La hauteur du masque = la hauteur du tablier + 3m = $2.25+3 = 5.25 \text{ m}$.

- La charge exercé par le vent est $W = 2 \times 5.25 = 10.5 \text{ KN/m}$.

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLlicitATIONS

- e- Actions accidentelles :
- Déraillement sur les ponts :

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- Situation 1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.

Pour ce cas, on doit éviter la ruine d'élément principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. On applique donc deux charges parallèlement à la voie dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une surface de largeur 1.5 fois l'écartement des rails de part et d'autre de l'axe de la voie. La valeur de la charges $q_{Ad1} = 0.7 \times LM71$.

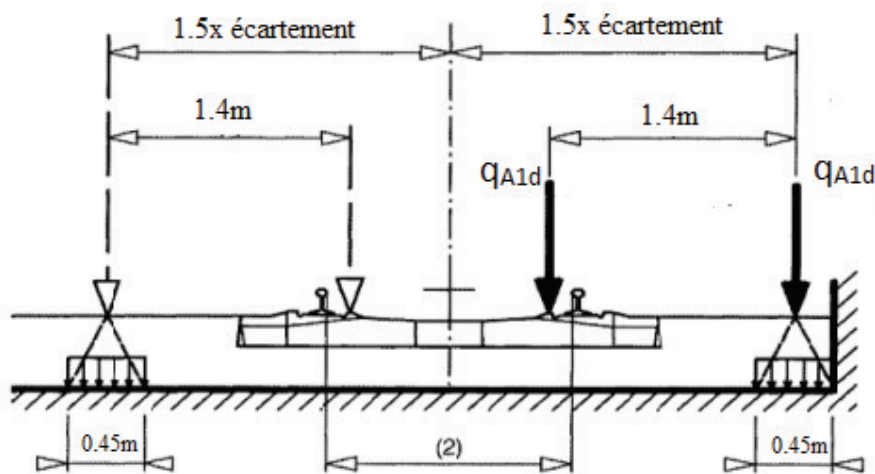


Figure IV. 13 Déraillement de locomotive Situation 1

- Situation 2 : Dans cette situation de projet, il convient d'éviter le renversement et l'effondrement du pont. On doit donc considérer une charge linéaire verticale uniforme s'exerçant sur le bord de la structure considérée sur une longueur totale de 20m égale à :

$$q_{Ad2} = 1.4 \times LM71$$

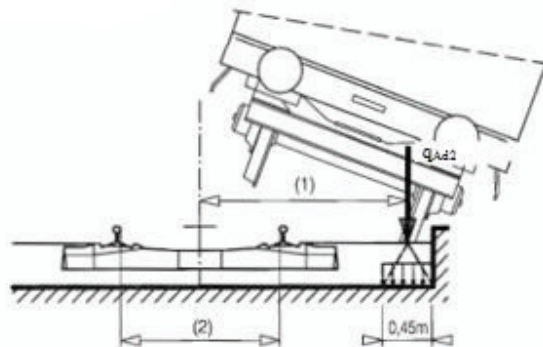


Figure IV. 14 Schéma déraillement de locomotive Situation 2

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- La nécessité d'une analyse dynamique :

Comme le pont est isostatique, donc il faut calculer la valeur de la première fréquence propre de flexion du tablier n0. Elle doit être dans les limites dans la figure de à l'EN1991-2.

Pour une longueur de travée $20 \leq L \leq 100 \text{ m}$:

-Limite inférieure de la fréquence propre :

$$n_0 = 23.58 \times L^{-0.592} = 2.98 \text{ Hz}$$

-Limite supérieure de la fréquence propre :

$$n_0 = 94.76 \times L^{-0.748} = 6.93 \text{ Hz}$$

-La valeur de la première fréquence propre :

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}}$$

Avec δ_0 : flèche à mi- portée résultant les actions permanentes, [en mm].

$\delta_0 = 28 \text{ mm}$.

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{28}} = 3.35 \text{ Hz}$$

$2.97 \leq 3.35 \leq 6.93$. Fréquence vérifiée.

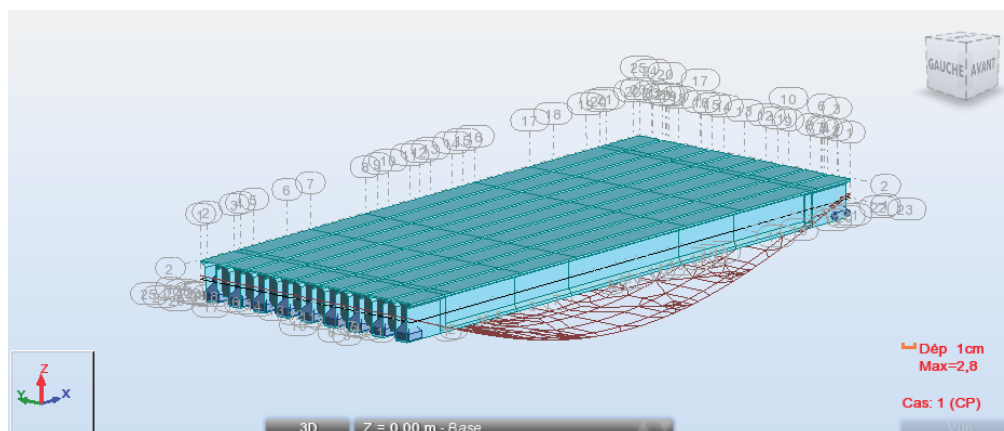


Figure IV. 15 Flèche maximale sous poids propre

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Calcul de Φ_2 et Φ_3 :

Les coefficients dynamiques majorent les effets dues aux modèles de charges LM71, SW0 et SW2 :

$$\Phi_2 = 1,44 / (\sqrt{L\phi} - 0,2) + 0,82$$

Avec $1,00 < \Phi_2 < 1,67$, pour une voie soigneusement entretenue.

$$\Phi_3 = 2,16 / (\sqrt{L\phi} - 0,2) + 0,73$$

Avec $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$, pour une voie normalement entretenue.

$L\phi = 33$ m dans notre cas selon EN 1991-2-6.4.5.3.

$$\Phi_2 = 1,08$$

$$\Phi_3 = 1,12$$

Pour nos calculs nous choisissons $\Phi_3 = 1,12$ pour majorer les effets de charges.

IV. 4.4 Groupes de charges

Suite à la définition des actions et charges élémentaire dues au trafic, on procède à leur assemblage. Le résultat de ces assemblages sont appelés groupes de charges. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Les groupes sont définies dans le tableau ci-dessous :

N° voie	Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales	
	Nombre de voies chargées	Groupe de charge	Voie chargée	LM71 SW/0	SW/2	Train à vide	Accélération Freinage	Effort de Lacet
2 voies	2	Gr21	T1	1	0	0	1	0.5
			T2	1	0	0	1	0.5
	2	Gr 22	T1	1	0	0	0.5	1
			T2	1	0	0	0.5	1
	2	Gr23	T1	1	0	0	1	0.5
			T2	1	0	0	1	0.5
	2	Gr24	T1	1	0	0	0.5	1
			T2	1	0	0	0.5	1
	2	Gr26	T1	1	0	0	1	0.5
			T2	0	1	0	1	0.5
	2	Gr27	T1	0	1	0	0.5	1
			T2	1	0	0	0.5	1

Tableau IV. 13 Groupes de charges

IV. 4.4 Combinaisons de charges :

Les structures doivent satisfaire à deux exigences fondamentales pour remplir leurs fonctions :

- Sécurité de la structure.
- Performance de la structure.

On définit un état-limite comme étant l'état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences, on distingue :

- Etat limite ultime (ELU) : il se réfère à la sécurité structurale. L'ELU se divise en un état limite de résistance et un état limite de perte d'équilibre statique.

- Etat limite de service (ELS) : il se réfère à la performance de la structure. C'est l'état correspondant à des conditions au-delà desquelles l'aptitude au service n'est plus satisfaite. Les ELS se divisent en :

- ELS rares.

- ELS fréquents.
- ELS quasi-permanents.

Cependant, il faut tenir compte de plusieurs situations :

- Situation durable (normale).
- Situation transitoire (exécution, réparation ...etc.).
- Situation accidentelle (exceptionnelle).
- Situation sismique (exceptionnelle).

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLlicitATIONS

Dans domaine ferroviaire, il existe un autre état-limite relatif à la répétition des actions, c'est l'état limite de fatigue. Il est caractérisé à la fois par une exigence de sécurité et une exigence de performance de la structure. Selon l'EUROCODE EN 1990 paragraphe 6.4.3 on a :

a- Etat Limite Ultime (ELU) :

- Situation durable ou transitoire :

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10 \text{ a})$$

- Situation accidentelle :

$$\Sigma G_{k,j} + A_d + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.11 \text{ b})$$

- Situation sismique :

$$\Sigma G_{k,j} + A_{E,d} + P + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.12 \text{ b})$$

b- Etat Limite de Service (ELS) :

- Caractéristiques :

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + P + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14 \text{ b})$$

- Fréquentes :

$$\Sigma G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + P + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15 \text{ b})$$

- Quasi-permanentes :

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16 \text{ b})$$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

Le résultat de ces combinaisons et les valeurs de calcul donnent :

a- Etat Limite Ultime (ELU) :

- Situation durable ou transitoire :

- 1) $1.05 G + 1.45 Gr_{22} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 2) $1.05 G + 1.45 Gr_{23} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 3) $1.05 G + 1.45 Gr_{26} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 4) $1.05 G + 1.45 Gr_{27} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 5) $1.35 G + 1.45 Gr_{22} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 6) $1.35 G + 1.45 Gr_{23} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 7) $1.35 G + 1.2 Gr_{26} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 8) $1.35 G + 1.2 Gr_{27} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 9) $1.35 G + 1.16 Gr_{22} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 10) $1.35 G + 1.16 Gr_{23} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 11) $1.35 G + 0.96 Gr_{26} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 12) $1.35 G + 0.96 Gr_{27} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 13) $1.15 G + 1.45 Gr_{22} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 14) $1.15 G + 1.45 Gr_{23} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 15) $1.15 G + 1.2 Gr_{26} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 16) $1.15 G + 1.2 Gr_{27} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 17) $G + 1.25 Gr_{22} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 18) $G + 1.25 Gr_{23} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 19) $G + 1.25 Gr_{26} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$
- 20) $G + 1.25 Gr_{27} + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$

- Situation accidentelle :

- 1) $G + Ad + 0.7 Gr_{22} + 0.5 T$
- 2) $G + Ad + 0.7 Gr_{23} + 0.5 T$

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

3) $G + Ad + 0.7 Gr_{26} + 0.5 T$

4) $G + Ad + 0.7 Gr_{27} + 0.5 T$

5) $G + Ad + 0.6 T$

6) $G + Ad + 0.5 St + 0.5 T$

7) $G + Ad + 0.5 W + 0.5 T$

- Situation sismique :

$G + A_{ED} + 0.5 T$

$G + E + 0.4T + 0.3 G_{26}$ (RPOA 2008)

1 Etat Limite de Service (ELS) :

- Caractéristiques :

1) $G + Gr_{22} + 0.8 St + W + 0.6T$

2) $G + Gr_{23} + 0.8 St + W + 0.6T$

3) $G + Gr_{26} + 0.8 St + W + 0.6T$

4) $G + Gr_{27} + 0.8 St + W + 0.6T$

- Fréquentes :

1) $G + 0.7 Gr_{22} + 0.5 T$

2) $G + 0.7 Gr_{23} + 0.5 T$

3) $G + 0.7 Gr_{26} + 0.5 T$

4) $G + 0.7 Gr_{27} + 0.5 T$

5) $G + 0.6 T$

6) $G + 0.5 St + 0.5 T$

7) $G + 0.5 W + 0.5 T$

- Quasi-permanente :

$G + 0.5 T$

- Situation sismique :

$G + 0.3 E + 0.3 G_{26}$ (RPOA 2008)

IV. 4.5 Résultat Logiciel :

- **Présentation du logiciel ROBOT :**

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction, permettant aussi aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour vous aider à rester compétitif. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel Robot Structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Robot Structural Analysis Professional offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires Autodesk.

- **Objectif de la modélisation :**

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs grâce à un maillage automatique par éléments finis.

La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car cette dernière regroupe à la fois domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Notre pont est isostatique on doit donc déterminer l'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque cas de charge et combinaison selon le besoin de l'étude et cela en posant les charges dans le cas le plus défavorable.

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

a. Efforts tranchants :

- Poutres Seules : P.

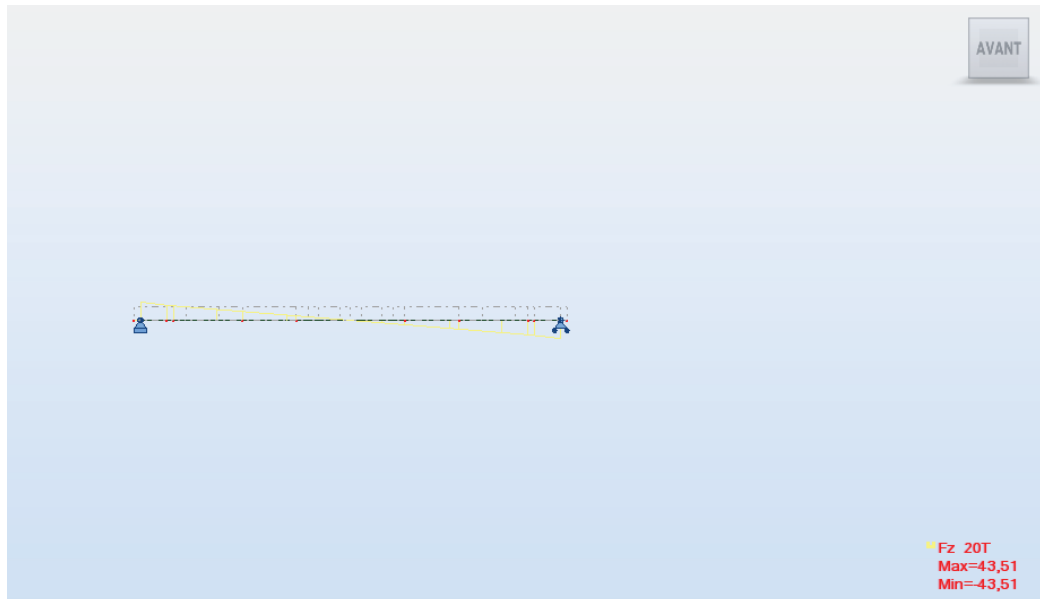


Figure IV. 16 Diagramme des efforts tranchants sous poutres seules

- Poids Propres : CP.

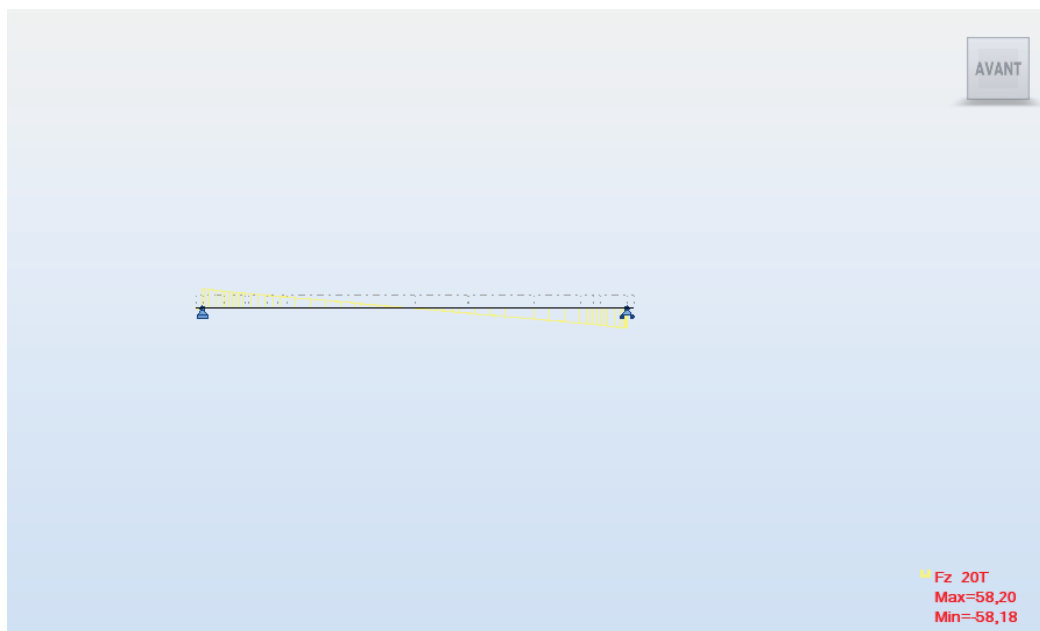


Figure IV. 17 Diagramme des efforts tranchants sous poids propres (poutres + dalle)

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Charges Permanentes : G.

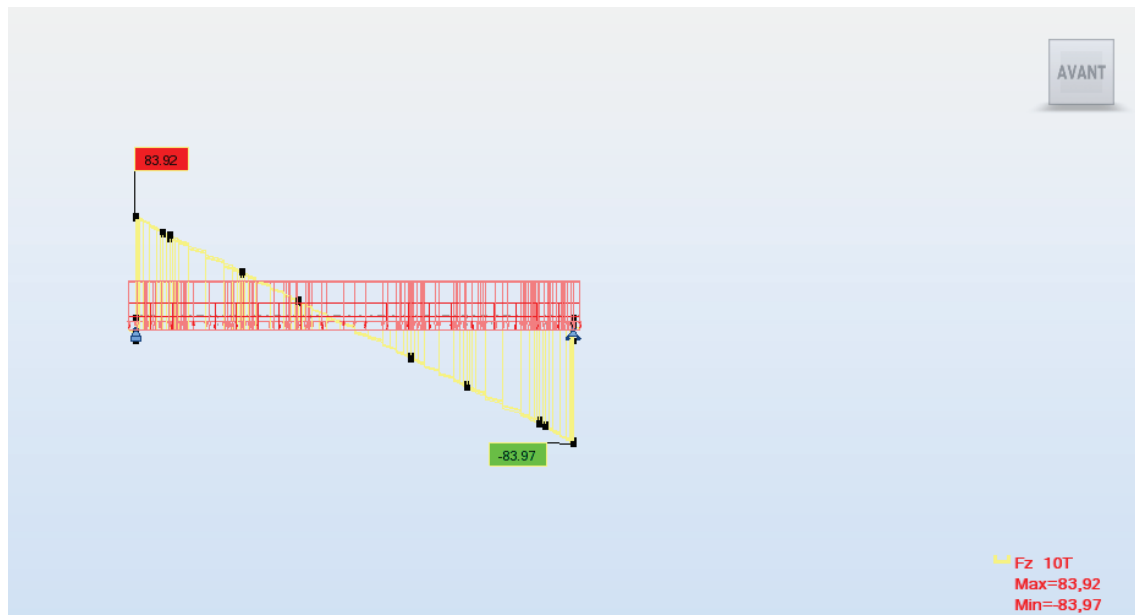


Figure IV. 18 Diagramme des efforts tranchants sous charges permanentes

-ELS (max) Caractéristique 3 : $G + Gr 26 + 0.8 St + W + 0.6T$.



Figure IV. 19 Diagramme des efforts tranchants sous ELS max

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- ELU (max) Durable ou Transitoire 5: 1.35 G +1.45 Gr22 +1.5 W+0.9 T+1.2 St.

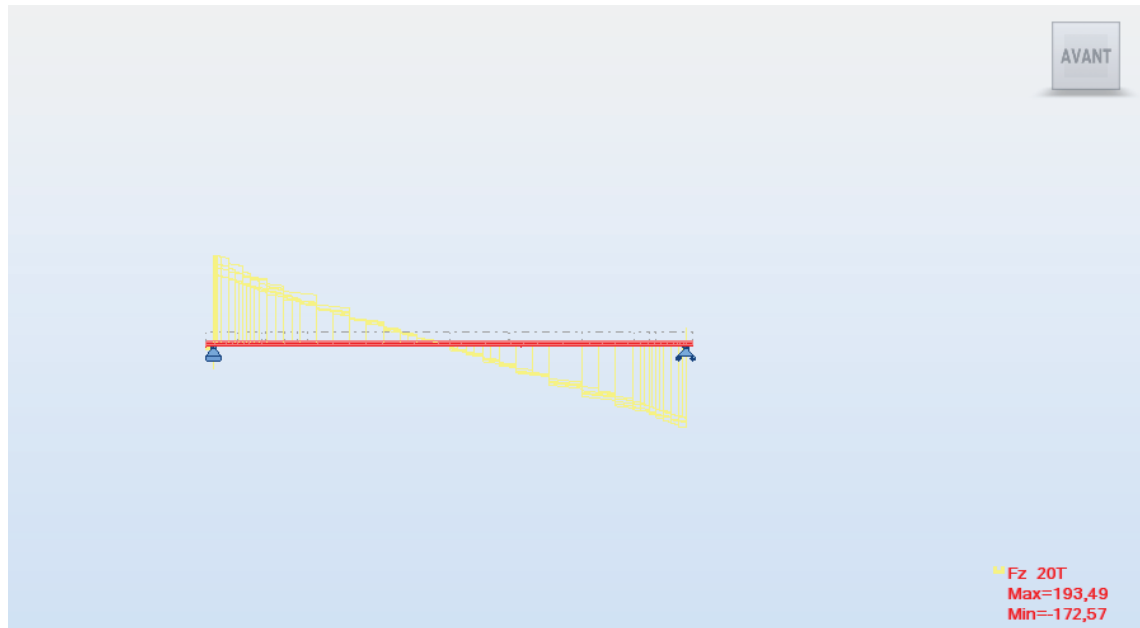


Figure IV. 20 Diagramme des efforts tranchants sous ELU max

b. Moments Fléchissants :

- Poutres Seules : P.



Figure IV. 21 Diagramme des moments sous poutres seules

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- Poids Propres : CP.



Figure IV. 22 Diagramme des moments sous poids propres (poutres +dalle)

- Charges Permanentes : G.

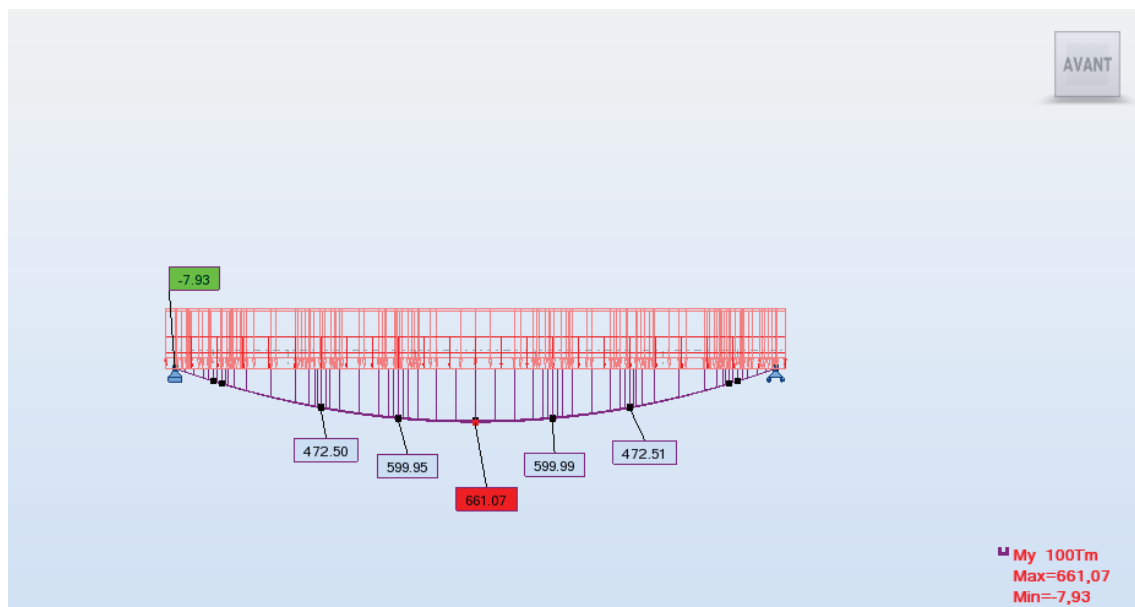


Figure IV. 23 Diagramme des moments sous charges permanentes

CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES ET SOLLICITATIONS

- ELS (max) Caractéristique 3 : $G + Gr 26 + 0.8 St + W + 0.6T$.

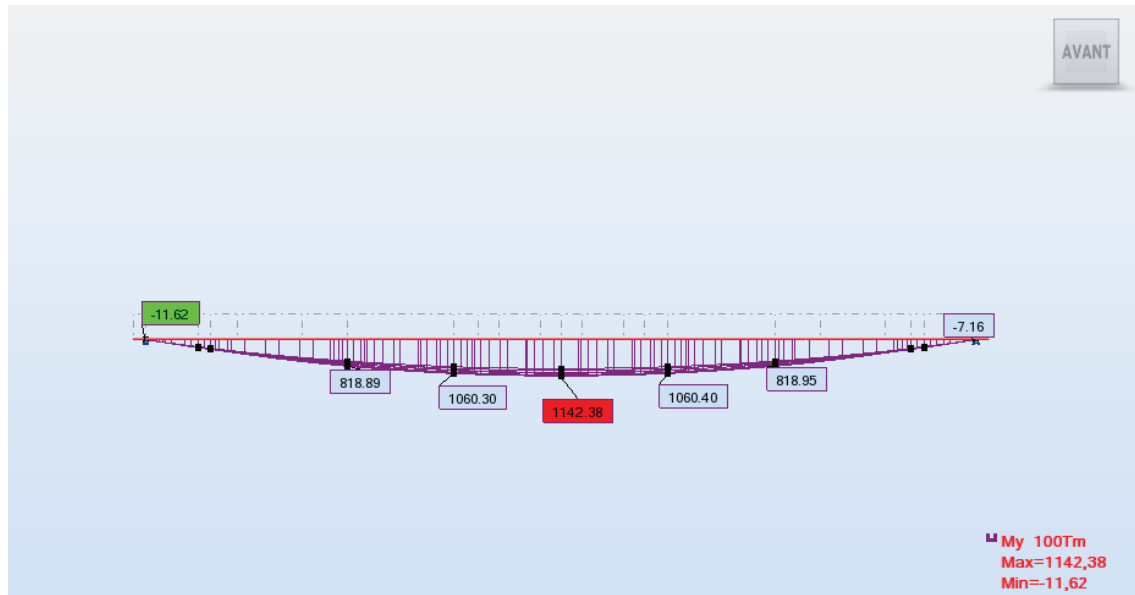


Figure IV. 24 Diagramme des moments sous ELS max

- ELU (max) Durable ou Transitoire 5: $1.35 G + 1.45 Gr22 + 1.5 W + 0.9 T + 1.2 St$.

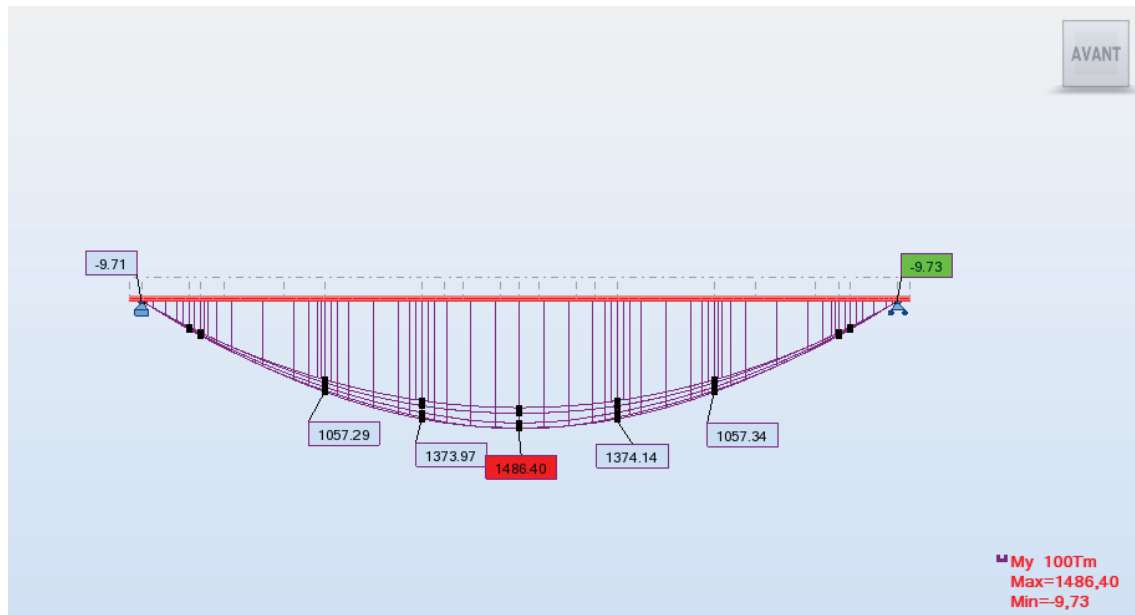


Figure IV. 25 Diagramme des moments sous ELU max

CHAPITRE V
ETUDE DU TABLIER

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V. 1 Etude de la précontrainte

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint. Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage, cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

V.1.1 Données de calcul

Tableau V. 1 Donnée lié au pont

H (P)	2 m
H(P+D)	2,25 m
L poutre	32 m
L porté	31 m
N° poutres	9
E dalle	0,25 m
$\lambda =$	1.53
LT.cm =	1,2 m
b About =	0,7 m

Tableau V. 2 Caractéristiques des câbles

Cable Type	T15
N° Toron	13
Ap 1 toron	140 mm ²
Ap 1 Toron (m²)	0,00014 m ²
Ap	0,00182 m ²
fprg =	1770 MPa
Fp0=	196.2 KN
fpeg =	1593 MPa
D gaine =	0.08 m
f =	0.18 rd ⁻¹
$\phi =$	0.002 m ⁻¹
g =	4
$\mu_0 =$	0.43
$\rho_{1000h} =$	2.5
Ep =	190000 MPa
fe	500 MPa
sigma S	434.783 MPa

Tableau V. 3 Caractéristiques du béton

Caractéristiques du béton		
$F_{c\text{sup}} =$	40	MPa
$F_{c\text{inf}} =$	35	MPa
$F_{t28} =$	3	MPa
$\sigma_{bc} =$	24	MPa
$\sigma_{bt} =$	-4,05	MPa

Tableau V. 4 Caractéristiques des sections

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m ²)	1,5050	1,8893	1,02	1,40
v' (m)	1,0629	1,2790	1,06	1,35
v (m)	0,9371	0,9708	0,94	0,89
I _G (m ⁴)	0,5466	0,8940	0,44	0,76
i ² (m ²)	0,36	0,47	0,43	0,54
ρ	0,36	0,38	0,43	0,45

Tableau V. 5 Résultats du Logiciel

M_{gp} (MN.m) 3.28

M_M (MN.m)	11.42
M_m	6,61
V_M	1,49
V_m	0,83

V.1.2 Dimensionnement de la précontrainte

V.1.2.1 Valeur minimale de la précontrainte

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

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

Tel que :

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

Section sous-critique

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Section sur critique

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

I : moment d'inertie par rapport à Gz

ρ : rendement géométrique .

M_g : Moment de poids propre.

$M'g$: Moment dû aux charges permanentes additionnelles

M_q : Moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie ente :

-Une valeur minimale $M_m = M_g + M'g + M_{mq}$

-Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'g + M_{Mq}$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

σ_{bt1} ; σ_{bt2} : contraintes limites de traction.

σ_{bc} : la contrainte limite de compression.

$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}$, en construction.

$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{tj}$, Hors section d'enrobage - en construction

$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{tj}$, Section d'enrobage - en construction

a- Détermination de P_{MIN}

Tableau V. 6 Pmin

σ_{bt1}	-4.05 MPa
σ_{bt2}	-3 MPa
d'	0.23 m
P_I	-0.26 MN
P_{II}	6.39 MN
P_{Min}	6.39N

b- Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$$

P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer. (P0 est estimé à 25 % de pertes).

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

Donc P0 = 2.38 MN.

$$n \geq \frac{6.39}{2.57(1 - \frac{25}{100})}$$

$$n \geq 3.31$$

On prend donc nombre de câble n = 4.

V.1.2.2 Pré-vérification des contraintes

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a $x = L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

Première phase : Après 7 jours

1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %
2. Les pertes considérées sont de 5 %

Tableau V. 7 Récapitulatif Première Phase

f_{c7}	26.49 MPa
f_{t7}	2.19 MPa
σ_{b t1}	-3.28 MPa
σ_{b t2}	-1.53 MPa
σ_{bc}	15.98 MPa
ΔP	5 %
n cable	4

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Deuxième phase : Après 28 jours

1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
2. Les pertes considérées sont de 10 %.

Tableau V. 8 Récapitulatif Deuxième Phase

f_{c7}	40 MPa
f_{t28}	3 MPa
$\sigma_b t1$	-4.05 MPa
$\sigma_b t2$	-2.1 MPa
σ_{bc}	24 MPa
ΔP	10 %
n cable	4

Troisième phase : Apres coulage de la dalle

1. Efforts dus à la deuxième phase.
2. Poids propre de l'hourdis couler sur place.

Tableau V. 9 Récapitulatif Troisième Phase

f_{c7}	40 MPa
f_{t28}	3 MPa
$\sigma_b t1$	-4.05 MPa
$\sigma_b t2$	-2.1 MPa
σ_{bc}	24 MPa
ΔP	15 %
n cable	4

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Quatrième phase : En service

1. Mise en tension est à 100 %.
2. Les pertes considérées sont de 25 %.

Tableau V. 10 Récapitulatif Quatrième Phase

f_{c7}	40 MPa
f_{t7}	3 MPa
σ_{b t1}	-4.05 MPa
σ_{b t2}	-3 MPa
σ_{bc}	21 MPa
ΔP	25 %
n cable	4

On doit vérifier deux conditions :

- 1- Au niveau de fibre inférieure : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- 2- - Au niveau de fibre supérieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Tel que :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 Résultats vérifications des contraintes

Phase	e ₀	M	P	σ _{sup}	σ _{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0,84	3,28	4,88	3,07	6,74	C.V
Phase 2	0,84	3,28	9,25	-0,43	19,85	C.V
Phase 3	1,13	4,49	8,74	-0,05	15,78	C.V
Phase 4	1,13	11,42	7,71	8,74	0,60	C.V

V.1.3 Tracé des câbles de précontrainte

V.1.3.1 Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties.

Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

V.1.3.2 Détermination du tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

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

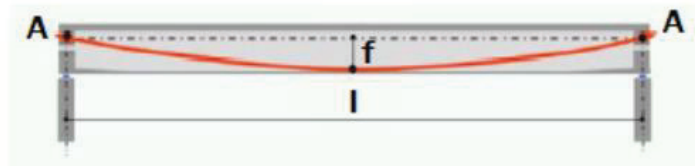


Figure V. 1 Géométrie des câbles

l : distance mesurée horizontale entre les extrémités de la parabole.

f : flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

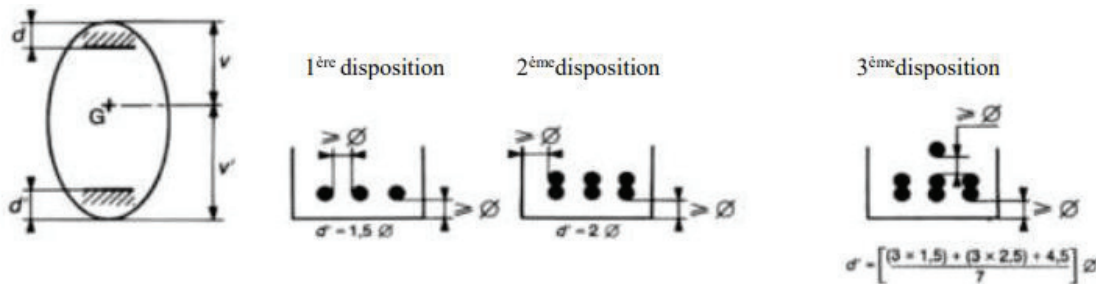


Figure V. 2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

On fixe la position des câbles a $x = l/2$ suivant la 3ème disposition des câbles.

Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

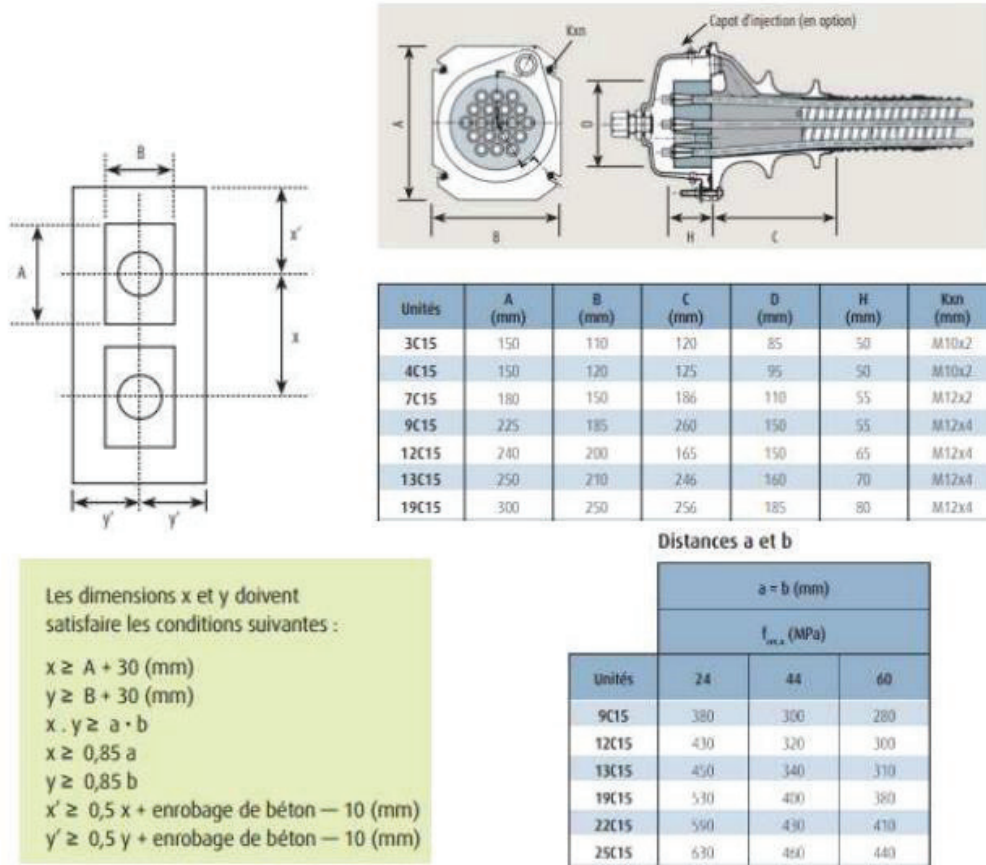


Figure V.3 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 250 \times 210 \text{ mm}^2$.

Pour $x = 30$ cm. Et $x' = 55$ cm.

Tableau V. 12 Tableau précisant la position des câbles

	Yi (m)	Yi(m)
	X = 0	X = L/2
C1	0,55	0,12
C2	0,85	0,2
c3	1,15	0,36
c4	1,45	0,44

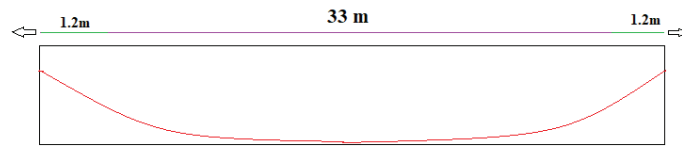


Figure V. 4 Tracé d'un câble en fonction de la longueur de la poutre

- Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1.2 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

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

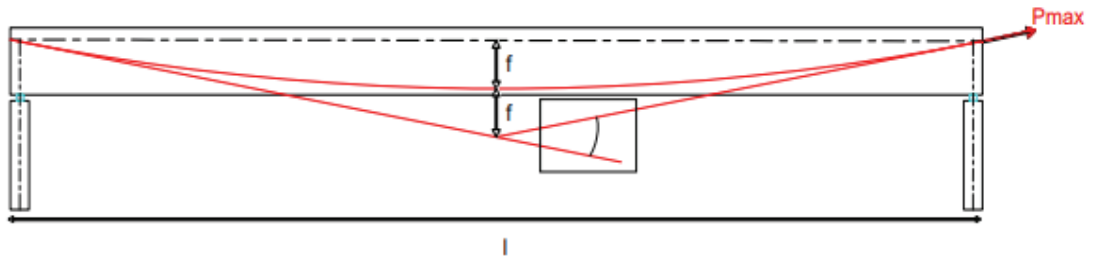


Figure V. 5 L'angle de déviation des câbles

V.1.3.3 Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage α à $x=0$ est donné par la formule suivante :

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

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m.

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

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

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Tel que :

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about. $\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service. $\bar{\tau} = (0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma x))^{\frac{1}{2}}$

σx : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre. $\sigma x = \frac{P}{Bn}$

Bn : Surface nette de la section d'about + hourdis. $Bn = B_{Brute} - n \times B_{Gaine}$

bn : Largeur nette de la section d'about + hourdis. $bn = b_0 - n \times \phi$

n : Nombre de gaines par lit.

b_0 : Largeur brute.

B_{Gaine} : Surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

bn =	0.62 m
Bn =	1.87 m
P=	7.71 MN
σx	4.12 MPa
$\bar{\tau}$	2.92 MN
\bar{V}	3.26 MN

L Cable =	33 m
L rel =	1,2 m
l pb =	30,6 m

N� câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	-13,30 $\leq \alpha \leq$ 32,00(�)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			Yi (m)					
			x=0	1,2	16,5			
C1	30,6	5,81	0,55	0,43	0,12	0,31	380,14	0,040
C2	30,6	6,3	0,85	0,72	0,2	0,52	226,17	0,068
C3	30,6	7,36	1,15	0,99	0,36	0,63	184,32	0,083
C4	30,6	8,85	1,45	1,26	0,44	0,82	142,19	0,108

Tableau V. 13 Caractéristiques du tracé des câbles

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.4 Calcul des pertes

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

V.1.4.1 Pertes par frottements

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}$$

σ_{p0} : La tension à l'origine.

f : Coefficient de frottement en courbe (rd⁻²).

β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

φ : Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹).

x : La distance de la section considérée (m).

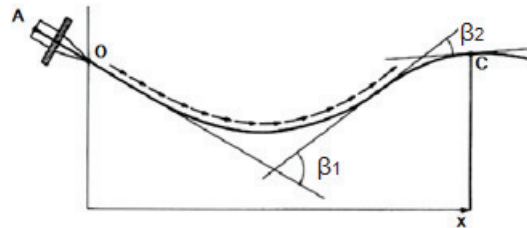


Figure V. 6 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	f β + φ x	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	16,5	0,040	0,040	55,93	64,32	0,0454
C2	16,5	0,068	0,045	62,64		
c3	16,5	0,083	0,048	66,38		
c4	16,5	0,108	0,052	72,35		

Tableau V. 14 Valeurs des pertes dues aux frottements

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Tel que :

$\varphi =$	0.002(m ⁻¹)
$f =$	0.18
$\sigma_{p0} =$	1488 MPa

V.1.4.2 Pertes dues au recul à l'ancrage

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

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

Avec :

$$-K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$$

- d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage. $d = \sqrt{\frac{g \cdot E_{p0}}{\sigma_{p0} \cdot k}}$

- k : Constante. $k = f \times \frac{\beta}{l'} + \varphi$

- l' : Longueur de la moitié de la poutre.

- g : Intensité du recul d'ancrage. $g = 4$ mm.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_p(l/2)$	$\Delta\sigma_p(0)$
C1	16,5	0,0024	14.82	0	102.54 MPa
C2	16,5	0,0027	13.99	0	108.64 Mpa
C3	16,5	0,0029	13,58	0	111.91 Mpa
c4	16,5	0,0032	12.99	0	116.97 Mpa

Tableau V. 15 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.4.3 Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

Tel que :

σ_{bi} : contrainte parabole du béton.
$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy})$

A_p : Section du câble de précontrainte.

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : Excentricité moyenne des câbles.

M_p : Moment du au poids propre de la poutre.

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Mg =	3.28 MN	σ_{bi}	19.30
Eij =	37619,47 MPA	σ_e	48.74 MPa
e =	0,87 m	σ_e	3.44%
B =	0.9989 m ²		
IG =	0,44 m ⁴		

Tableau V. 16 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.4.4 Pertes différées :

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_d(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée : $\sigma_f(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_d(x)$

a- Pertes par retrait :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\zeta_r [1 - r(t)]$, tel que :

ζ_r : retrait finale dépendant de la zone climatologique. $\zeta_r = 2 \times 10^{-4}$

$r(t)$: Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

Ce qui donne pour notre cas :

$\Delta\sigma_r =$	30 MPa
$\Delta\sigma_r =$	2.02%

b- Perte par fluage :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

On obtient :

$$\sigma_b = 6.24 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 79.25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 5.31\%$$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

c- Perte par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

On trouve :

$$\Delta\sigma_p = 12.03 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 0.85\%$$

V.1.4.5 Pertes totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	121.97	8.21
$\Delta\sigma_{Diff}$	121.08	8.14
$\Delta\sigma_{\infty} =$	243.05	16.35

Tableau V. 17 Pertes totales

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.5 Justification des contraintes

Dans ce paragraphe, on va 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 dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur. En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui ($x=0$) pour la vérification des contraintes tangentielles.

V.1.5.1 Contraintes Admissibles

Les contraintes limites de calcul sont : $j \geq 28$ jours :

$\sigma_{bcj} =$	24,00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
$\sigma_{bt1} =$	-4,50	MPa	
$\sigma_{bt2} =$	-2,10	MPa	Exécution
$\sigma_{bt2} =$	-3,00	MPa	Q.Rares

$j = 7$ jours :

$\sigma_{bcj} =$	15,89	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
$\sigma_{bt1} =$	-3,28	MPa	
$\sigma_{bt2} =$	-1,53	MPa	Exécution
$\sigma_{bt2} =$	-2,19	MPa	Q.Rares

V.1.5.2 Caractéristiques des sections nettes

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B _{nette} (m ²)	1,4849	1,8692	0,9988	1,3833	0,9988	1,3833	0,9988	1,3833
v _n (m)	0,9362	0,9680	0,9217	0,8809	0,9217	0,8809	0,9217	0,881
v' _n (m)	1,0638	1,2820	1,0783	1,3691	1,0783	1,3691	1,0783	1,3691
I _{nG} (m ⁴)	0,5443	0,8901	0,4265	0,7327	0,4265	0,7327	0,4265	0,7327
ρ (%)	36,8056	38,3724	42,9654	43,9180	42,9647	43,9186	42,9647	43,92

Tableau V. 18 Caractéristiques nettes des sections

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1.5.3 Justification à l'ELS

La précontrainte est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 :

$$P1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	4	50	3,99	5,08	4,79	1,00	0,49	0,32	0,28
Phase 2	4	100	7,97	9,83	9,09	1,00	0,49	0,32	0,28
Phase 3	4	100	16,31	9,14	8,06	1,00	0,49	0,32	0,28
Phase 4	4	100	24,65	8,46	7,03	1,00	0,49	0,32	0,28

Tableau V. 19 Caractéristiques de chaque phase de vérification

a- Justification des contraintes normales :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \cdot e_0 + M}{I_n} y$$

Tel que :

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

I_n : Inertie nette de la section considérée.

e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,06	0,59	0,76	0,80	0,06	0,59	0,76	0,80
MEls		0,00	2,42	3,07	3,28	0	2,42	3,07	3,28
P1 (MN)		5,08	5,08	5,08	5,08	9,83	9,83	9,83	9,83
P2 (MN)		4,79	4,79	4,79	4,79	9,09	9,09	9,09	9,09
σMax (MPa)	σsup	2,86	3,84	3,35	3,41	5,54	2,55	0,27	-0,03
	σinf	4,05	6,54	9,14	7,04	7,85	18,38	21,04	23,55
σMin (MPa)	σsup	2,70	3,92	3,53	3,62	5,12	2,75	0,75	0,51
	σinf	3,82	5,82	8,30	6,17	7,26	16,53	18,87	21,32

Tableau V. 20 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,28	0,88	1,05	1,09	0,28	0,88	1,05	1,09
MEls		0,00	3,29	4,17	4,49	0	8,18	10,06	11,42
P1 (MN)		9,14	9,14	9,14	9,14	8,46	8,46	8,46	8,46
P2 (MN)		8,06	8,06	8,06	8,06	7,03	7,03	7,03	7,03
σMax (MPa)	σsup	2,09	0,89	0,04	0,04	1,93	7,00	7,49	8,77
	σinf	8,61	15,51	16,82	16,83	7,96	4,75	3,97	1,99
σMin (MPa)	σsup	1,84	4,02	4,08	0,67	4,23	9,96	10,33	9,60
	σinf	7,59	12,94	13,91	13,85	6,62	1,37	0,14	-1,94

Tableau V. 21 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

b- Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^{-2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^{-2}$$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie seulement que $\tau < \tau_1$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- Détermination de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

		Pcos α	Psin α
P1	1,94	1,93	0,20
P2	1,94	1,92	0,21
P3	1,94	1,92	0,25
P4	1,94	1,91	0,29
Somme		7.68	0.95

Tableau V. 22 Effort de précontrainte

- Détermination de la contrainte tangentielle τ :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Tel que :

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

b_n : Largeur nette de la section.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Bn(m²)	σ_x(MPa)	τ_1(MN)	Vser(MPa)	Vred(MPa)	S_n(m³)	I_n(m⁴)	b_n(m)	τ(MPa)
1.87	4.17	2.93	1.49	0.54	0.51	0.89	0.62	0.5

Tableau V. 23 Contrainte tangentielle « τ »

On remarque que $\tau = 0,5 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,93 \text{ MPa}$. Donc Les contraintes tangentielles sont vérifiées à ELS.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

c- Armatures des zones tendues :

C'est une section conventionnelle minimale d'armatures qu'on doit placer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint. Le BPEL propose une section d'armature qui assure Ferrailage minimal de non fragilité donne par la relation suivante :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction.

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

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

On trouve :

$$A_s = 8.69 \text{ cm}^2$$

On choisie : 5 HA16 pour 10.05cm².

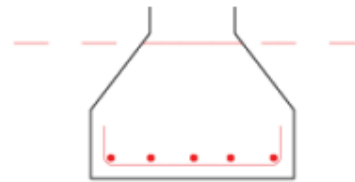


Figure V. 7 Ferrailage de zone tendue

V.1.5.4 Justifications de la poutre à l'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

▪ La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

Tel que :

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

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau du centre de gravité. $\sigma_x = P/B_n \cdot 4$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

On obtient :

Bn(m ²)	σx(MPa)	Vu(MPa)	Vred(MPa)	Sn(m ³)	In(m ⁴)	bn(m)	τu(MPa)	βu(°)
1.87	4.17	1.9	0.94	0.7	0.89	0.62	1.21	15.02

Tableau V. 24 Détermination l'angle βu

On prend βu = 30°.

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_u}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

At : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

st : Espacement de deux cours de ces armatures.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

bn : Largeur nette de la section d'appui.

On trouve :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.69 \text{ cm/m}$$

L'armature minimal a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

On trouve :

$$\frac{A_t}{S_t} = 8.55 \text{ cm/m}$$

Justifications du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u = 1.21 \text{ Mpa} \leq \frac{40}{6} = 6.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

V.1.6 Etude de la zone d'about

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation L_t :

$$L_t = h = 2 \text{ m}$$

a- Zone de surface :

On doit disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{\max. P_{j0}}{\sigma_s}$$

P_{j0} : force à l'origine du câble ancré.

$$\sigma_s = 434.78$$

On obtient :

$$A_s = 2.18 \text{ cm}^2$$

b- Effet d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

Vérification contrainte de traction :

La vérification se fait selon l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Tel que :

a_i : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages.

d_j : Hauteur du prisme symétrique associé.

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 25 Tableaux résumant le calcul des contraintes de traction

a =	0,22 m	σ (MPa)	Cnd	Observation
d1 =	0,55 m	1,84	3,75	Cnd. Vérifiée
d2 =	0,30 m	1,50	3,75	Cnd. Vérifiée
Ft =	3 MPa	1,50	3,75	Cnd. Vérifiée
b =	0,7 m	1.84	3.75	Cnd. Vérifiée
Fc =	40 MPa			

Vérification contrainte de compression :

La vérification se fait selon l'inégalité suivante :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Tableau V. 26 Calcul des contraintes de compression

σ_m (MPa)	Cnd	Observation
6,14	26,67	Cnd. Vérifiée
11,26	26,67	Cnd. Vérifiée

Le ferrailage d'éclatement :

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

Sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

$$A_e = 8.2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Ferraillage passif longitudinal :

- Armatures longitudinales de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à des armatures HA12, avec un espacement de 20 cm.

Ferraillage minimale :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_n \times \gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

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

$$s_t \leq 1\text{m}$$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillage minimal $A_t = 3 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée pour un espacement $s_t = 40 \text{ cm}$ ($s_t < 0.526\text{m}$) dans toutes les sections de la poutre.

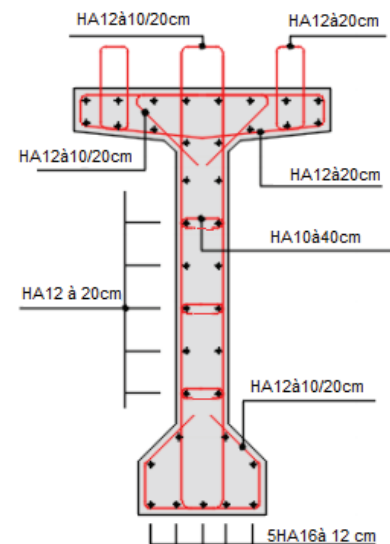


Figure V. 8 Ferraillage de la poutre

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V. 2 Etude de l'hourdi

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir (Ballaste, chape d'étanchéité ...) et les surcharges pour les transmettre aux poutres, aussi l'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

PS : pour les calculé avec ROBOT Expert 2010 voir Annexes C.

V. 2.1 Etude de la flexion transversale

- Nappe supérieure :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple avec les règles du B.A.E.L. Mais pour cela il faut d'abord déterminer les moments maximums à l'aide du logiciel robot structurale puis le ferrailage de l'hourdis sera calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

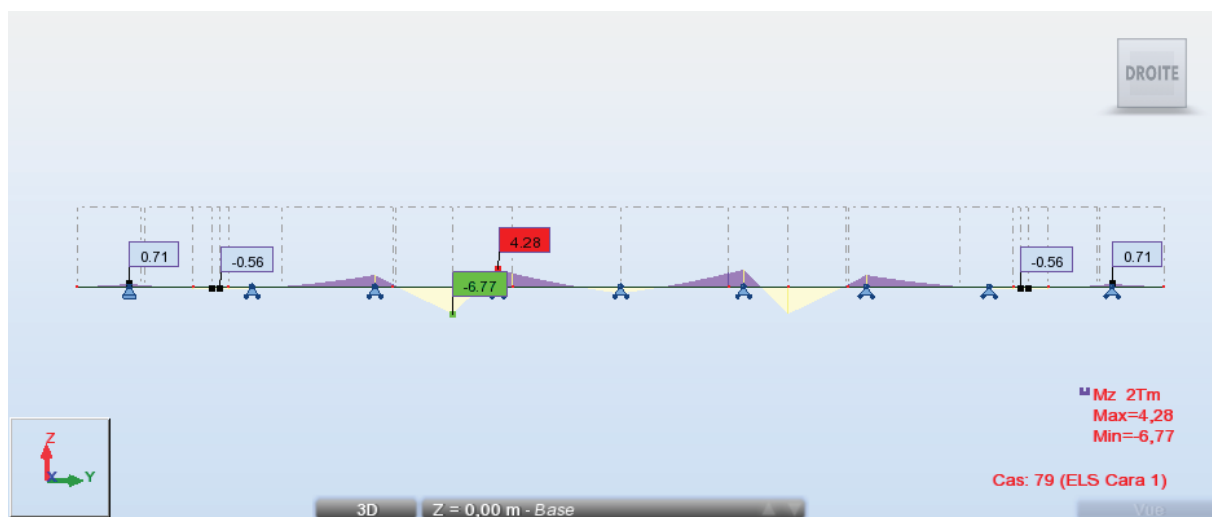


Figure V. 9 Diagramme des moments de l'hourdi sous ELS caractéristique 1

$$M_{ser} = 4.28 \text{ t. m}$$

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = 9,6 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **5HA16 = 10.05 cm²**.

Avec un espacement de 20 cm.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

- **Longitudinal :**

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = \frac{9,6}{3} = 3,2 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **3HA12 = 3,39 cm²**.

Avec un espacement de 40 cm.

- **Nappe inferieure :**



Figure V.10 Diagramme des moments de l'hourdi sous ELS caractéristique 3

$$M_{ser} = 6.82 \text{ t. m}$$

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = 15,6 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **8HA16 = 16.08 cm²**.

Avec un espacement de 10cm.

- **Longitudinal :**

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = \frac{15,6}{3} = 5,2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

D'après le B.A.E.L on prend : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec un espacement de 20 cm.

- **Vérification à l'effort tranchant :**



Figure V. 11 Diagramme des efforts tranchants de l'hourdi sous ELU durable et transitoire 5

$$V_{ELU} = 28.94 \text{ T/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b * d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement de l'hourdit.

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b*d} = \frac{28,94}{1 * 0,225} * 10^{-2} = 1,286 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 1,286 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

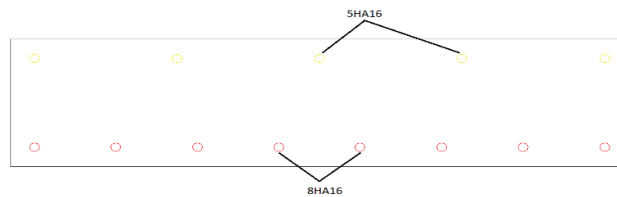


Figure V. 12 Ferrailage de l'Hourdi Transversale

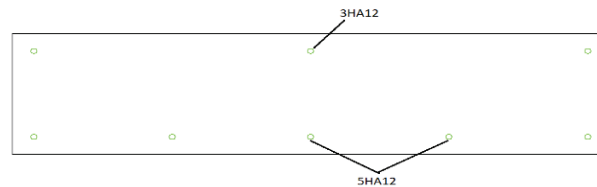


Figure V. 13 Ferrailage de l'Hourdi Longitudinal

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V. 3 Entretoise

V. 3.1 Etude de la flexion simple

- Nappe supérieure :

On aura à ferrailer l'entretoise en flexion simple avec les règles du B.A.E.L. Mais pour cela il faut d'abord déterminer les moments maximums à l'aide du logiciel ROBOT structurale puis le ferrailage de l'entretoise sera calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

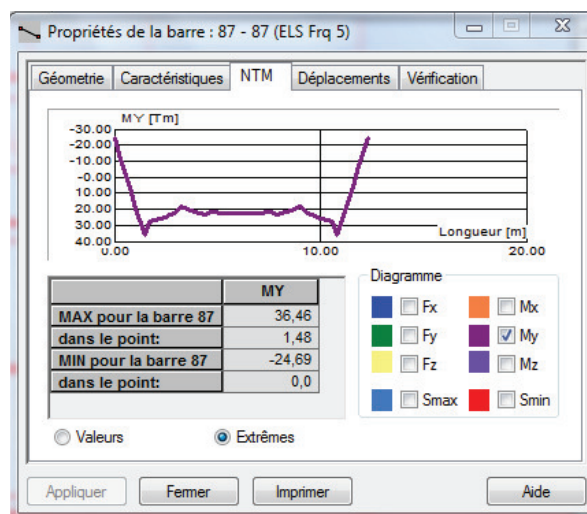


Figure V. 14 Diagramme des moments de l'entretoise sous ELS fréquente 5

$$M_{ser} = 24.69 \text{ t. m}$$

- On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = 7,3 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **5HA14 = 7.7 cm²**.

Avec un espacement de 10 cm.



Figure V. 15 Section Entretoise

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

- Nappe inférieure :

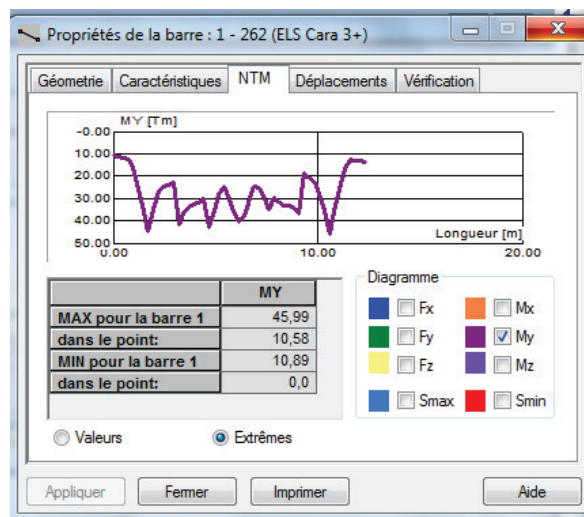


Figure V. 16 Diagramme des moments de l'entretoise sous ELS caractéristique 3

$$M_{ser} = 45.99 \text{ t. m}$$

- On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = 13,8 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **9HA14 = 13.85 cm²**.

Avec un espacement de 10 cm.

- Vérification à l'effort tranchant :

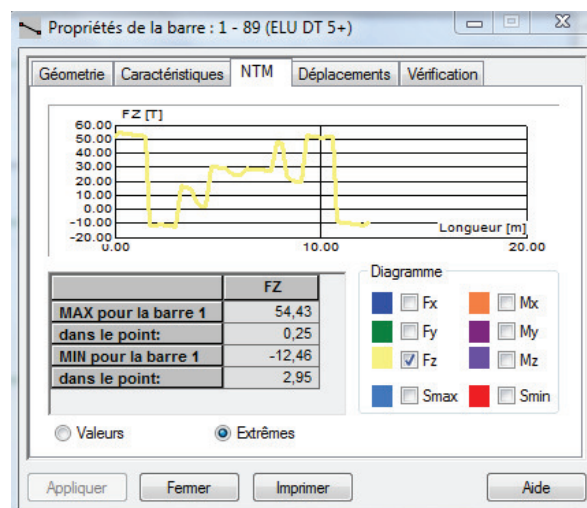


Figure V. 17 Diagramme des efforts tranchants de l'entretoise sous ELU durable et transitoire 5

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

$$V_{ELU} = 54,43 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b * d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b*d} = \frac{54,43}{0,34 * 0,225} * 10^{-2} = 2,419 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 2,419 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **Cadres Transversal :**

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

On opte pour des cadres de HA6 ; avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de Peau:**

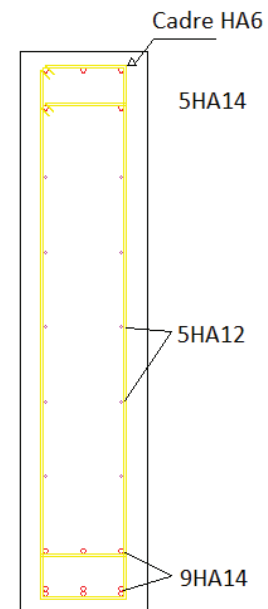
➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

$$A_{ser} = \frac{13,8}{3} = 4,6 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **5HA12 = 5,65 cm²**.

Avec un espacement de 20 cm.

Figure V. 18 Ferrailage de l'entretoise



V. 4 APPAREILS D'APPUIS

Les tabliers de ponts reposent, généralement, sur les appuis (pile et culé) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, qui sont destinés à jouer deux rôles qui sont :

- 1- Transmettre aux appuis les actions provenant du tablier.
- 2- Permettre de libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

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

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

On choisit un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

V.4.1 Dimensionnement des appareils d'appuis

a- Aire de l'appareil :

Sous réserve de justification complémentaire, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25MPa sur la surface « A » suivant la dimension de l'appareil d'appui. Dans notre cas nous partons sur la grande valeur de la fourchette soit : 20MPa.

$$a' \times b' \geq \frac{N_{max}}{20}$$

N_{max} : Effort tranchant normale repris par chaque poutre.

Donc :

$$a \times b \geq \frac{2.58}{20} = 1290c \text{ m}^2$$

Donc :

On prend $a=b=400$ mm.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

b- Hauteur de l'appareil :

Respectant la condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

$$40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm}$$

c- Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} ts \geq 2 \text{ mm} \\ ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \end{cases}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \cdot G \times (a + b)} = 11.11 \\ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 16.13 \text{ MPa} \end{cases}$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes.

Donc :

$$ts = 2.47 \text{ mm}$$

On prend :

Feuillets d'élastomère : $t_i =$	10 mm
Frettes métalliques de : $t_s =$	3 mm
Enrobage des chants :	4mm
Enrobage extérieur :	2.5mm
$n^{\circ} =$	6
$T =$	65mm
$T_b =$	86mm

Tableau V. 27 Dimensions de l'appareil d'appui

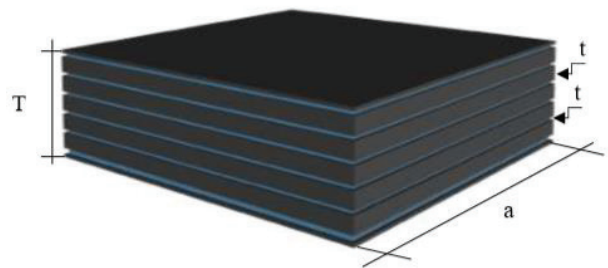


Figure V. 19 Dimensions de l'appareil d'appuis

V.4.2 Vérifications du dimensionnement

a- Résistance à la compression :

$$N = 2.58 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 16.13 \leq 20. \text{ Condition vérifiée.}$$

b- Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s.P_u \leq P_c$

Tel que :

$$P_c \leq \frac{4. G. B. D. S^2}{h}$$

γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$.

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : La charge critique de flambement.

B : L'aire de l'appui.

D : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : Le facteur de forme. $S=10$ dans notre cas.

t : Epaisseur d'une feuille de caoutchouc.

On trouve :

$$P_u = 2.58 \text{ MPA}$$

$$P_c = 8.71 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s.P_u = 3 \times 2.58 = 7.74 < 8.71. \text{ Condition vérifiée.}$$

c- Limitation de la distorsion

On doit vérifier que : $\delta < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \text{ si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \text{ si } p > 0.25$$

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

$$p = P_u/P_c$$

$$\delta_0 = c/T_q$$

$$\delta = d/T_b$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 400mm).

δ : La distorsion de l'appareil d'appui.

d : Déplacement horizontal

On trouve :

$$\delta_c = 0.571.$$

$$T_b = 86 \text{ mm.}$$

$$d = d_{\text{séisme}} + 0.4 d_T + d_{\text{fl}} = 0.04 + 0.4 \times 0.001 + 0.0056 = 0.047$$

$$\delta = 0.047 / 0.086 = 0.546$$

$\delta < \delta_c$. Condition vérifiée.

d- Condition de non glissement :

On vérifie que :

$$H < f \times N$$

H : Effort horizontal.

N : Effort de compression vertical.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m.$$

• Pour la pile :

$$H = E_x + 0.2H_{\text{frei}} + H_{\text{flv+tr}} + 0.4 HT = 0.154 + 0.2 \times 0.064 + 0.015 + 0.4 \times 0.002 = 0.182 \text{ MN}$$

$$N = (R_g + 0.3 R_Q) / n_{\text{app}} = 0.97 \text{ MN} \rightarrow f = 0.20$$

Donc $H = 0.182 < f \times N = 0.2 \times 0.97 = 0.194$. Condition vérifiée.

• Pour la culé :

$$H = 0.195 \text{ MN}$$

$$N = 1.93 \text{ MN}$$

$$f = 0.15$$

Donc $H = 0.195 \text{ MN} < f \times N = 0.15 \times 1.93 = 0.28 \text{ MN}$. Condition vérifiée.

V.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur et rattraper le dévers du tablier.

a- Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions du dé (A, B, H) sont données par :

$$H \geq \frac{a \times b}{a+b} = \frac{0.4 \times 0.4}{0.4+0.4} = 0.2 \text{ m}$$

$$-A = a + h/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$-B = b + h/2 = 0.5 \text{ m}$$

b- ferrailage :

- Armature de chaînage :

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante :

$$A_c = \frac{0.25 N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 2.58}{434.78} = 0.001483 \text{ m}^2 = 14.83 \text{ cm}^2, \text{ on prend 6HA18.}$$

- Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{0.125 N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 2.58}{434.78} = 0.000741 \text{ m}^2 = 7.41 \text{ cm}^2, \text{ on prend 4HA16.}$$

- Armature de diffusions : frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_{ds} = \frac{0.04 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 2.58}{434.78} = 0.000237 \text{ m}^2 = 2.37 \text{ cm}^2, \text{ on prend 4HA 10.}$$

- Armatures de diffusion : Ferrailage intérieur ou d'éclatement :

Disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 2.58}{434.78} = 0.000593 \text{ m}^2 = 5.93 \text{ cm}^2, \text{ on prend 4HA14.}$$

V.6 JOINT GARDE BALLAST

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température, et pour les ouvrages en béton au retrait et au fluage. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gêne aux déplacements et déformations, il convient de rendre le tablier librement dilatable en aménageant des jeux à chaque coupure entre deux parties. Au droit de chacune de ces coupures on dispose un joint garde ballast. Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation avec deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans notre cas, un profil en élastomère est inséré entre les éléments métalliques, dans le but d'empêcher la pénétration des corps étrangers (le ballast). 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.

-Les joints semi lourds.

-Les joints légers.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- 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.

- Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

- Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipe et aussi une bonne évacuation des eaux.

- Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

On dimensionne les joints selon RPOA 2008 avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0,3WT + Ws/3$$

W : Souffle total du joint.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

WD : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) = 0.0088 cm.

WT : Souffle thermique= 0.001 cm.

WS : Souffle sismique = 0.045 cm (étude sismique).

On trouve : $W = 2.4$ cm.

CHAPITRES VI
INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

La définition des appuis d'un ouvrage est l'une des options fondamentales d'un projet de pont. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou, à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

VI.2 Etude de la pile

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier.

Le modèle de base le plus simple, est le voile continu d'épaisseur constante, Pour être robuste, facilement exécutable, et ne pas donner une impression trop grêle. Pour des piles assez hautes comme dans notre cas, il est recommandé de prévoir des voiles évidés.

VI.2.1 Conception de la pile

a- Chevêtre :

Largeur = 3 m.

L'épaisseur du chevêtre = 2 m.

Longueur = 13.8m.

b- Le voile :

Deux sections composent le voile :

1- Une section creuse :

Longueur : 9 m.

Largeur : 3 m.

Epaisseur : 0.6 m.

2- Une section pleine

Longueur : 9 m.

Largeur : 3 m.

La zone d'encastrement est sujette à un moment important, d'où la nécessité de prévoir une section pleine avec une hauteur de :

- 3 m pour la pile la plus élancée (Pile 5).
- 2 m pour les autres piles.

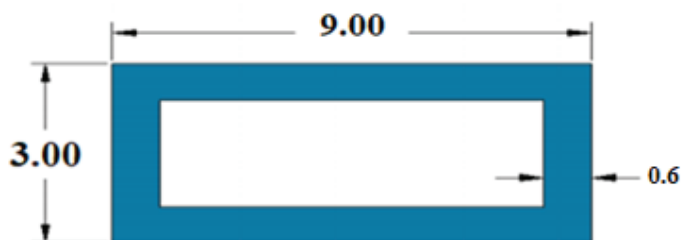


Figure VI.1 Section creuse de la pile

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

c- Semelle :

On opte pour une semelle rectangulaire de dimensions :

Longueur : $L = 13.2$ m.

Largeur = 13.6 m.

Épaisseur = 2 m.

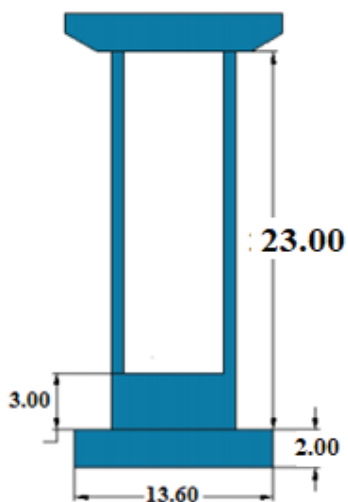


Figure VI.2 Coupe transversale de la pile numéro 5 (vers Bougezoul)

Tableau VI.1 Propriétés des piles (sens vers Bougezoul)

Pile	Hauteur pile (m)	Hauteur partie pleine (m)
P1	8.6	2
P2	11	2
P3	14	2
P4	17	2
P5	23	3
P6	14	2

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

VI.2.2 Calcul des rigidités

Nous allons calculer les rigidités longitudinales et transversales en utilisant les propriétés mentionnées préalablement et les équations suivantes :

$$k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$$

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A-App}}}$$

n : Le nombre de fut par pile.

a, b, T : respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui. G = 0,9 MPa en cas statique, et 1,2 MPa en cas dynamique.

Les résultats des calculs seront donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI. 2 Rigidités dynamiques longitudinales des appuis.

Pile	H (m)	I(m ⁴)	K _{pile lon} (MN/m)	K _{A-App} (MN/m)	N° appuis	K _{Appui} (MN/m)
1	8,6	18,2232	2937,802533	2,95	18	52,15727
2	11	18,2232	1403,912042	2,95	18	51,1648
3	14	18,2232	680,9792012	2,95	18	49,25898
4	17	18,2232	380,3392892	2,95	18	46,5948
5	23	18,2232	153,5799234	2,95	18	39,4576
6	14	18,2232	680,9792012	2,95	18	49,25898
C1	/	/	Infini	2.95	9	26.55
C2	/	/	Infini	2.95	9	26.55
Somme=						340.9924

VI.2.3 Evaluation des efforts sismiques selon R.P.O.A 2008

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

a- Applicabilité de la méthode monomodale :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

$$M_{ouvrage} = M_{tablier} + M_{Piles}$$

$$M_{tablier} = CP + CCP = 11198.46 \text{ t.}$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Le poids total des piles M_{Piles} est donné par le tableau suivant :

Tableau VI. 3 Poids des piles

Pile	H	H encastrement (m)	Poids chevetre (t)	Poid partie creuse (t)	poid partie pleine (t)	poid de la pile (t)
1	7,6	2	207	181,44	135	523,44
2	10	2	207	259,2	135	601,2
3	13	2	207	356,4	135	698,4
4	16	2	207	453,6	135	795,6
5	22	3	207	615,6	202,5	1025,1
6	13	2	207	356,4	135	698,4
					Somme=	4342,14

$M_{Piles} = 4342.14 \text{ t.}$

On a :

$$1- \frac{M_{\text{tablier}}}{M_{\text{ouvrage}}} = 0.72 > 0.7. \text{ Condition 1 vérifiée.}$$

2- Notre ouvrage est un pont droit, donc le biais $\theta=100 \text{ grades} > 70 \text{ grades}$. Condition 2 vérifiée.

3. La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) inférieure à 30 grades. Notre cas pas de courbure. Condition 3 vérifiée.

4. Notre pont est symétrique. Condition 4 vérifiée.

b- Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$FL = M \times Sa (T),$$

M : la masse du tablier à laquelle on ajoute la masse de la partie supérieure des piles.

$Sa(T)$: Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

T1, T2 : sont périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Tableau VI. 4 Valeurs des périodes selon le site.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Notre site est classé S2 selon le R.P.O.A. Donc :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1.$$

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

ξ : Taux d'amortissement 7 % .

η : Facteur de correction de l'amortissement : η=0.882.

S : Coefficient du site.

T : Période fondamentale de l'ouvrage. $T = 2. \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Notre pont est une liaison ferroviaire et doit être classé dans le groupe 1 (pont stratégique) La sismicité de la région est classée : Zone I. Donc A=0.15.

- Calcul de T :

$$T = 1.24 \text{ s}$$

La période calculée par le logiciel robot est de 1.26 s. (voir annexe : tableaux des 10 premiers modes de vibration selon l'analyse modale).

T₂ < T < 3,00 s implique : Sa (T ; ξ) = 2,5 η A g S (T₂/T) = 1.15 m/s².

$$\rightarrow F_L = 1.15 \times 13341,18 = 15360,1 \text{ KN}$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \cdot F, \quad d_L = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot Sa$$

On trouve pour chaque appui :

Tableau VI. 5 Forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appui	P1	P2	P3	P4	P5	P6	C1/C2
F_{i-L} (KN)	2349,1	2304,5	2218,4	2114,8	1777,3	2218,4	1197,5
d_L (m)	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044

c- Evaluation de l'effort sismique transversal :

Elle s'effectuera à l'aide du logiciel robot par la méthode spectrale.

VI.2.4 Ferrailage des éléments de la Pile

- Etude du chevêtre :

Pour le dimensionnement du chevêtre, nous allons modéliser sur robot une barre avec un appuis chaque mètre le long des 9 mètres du fut.

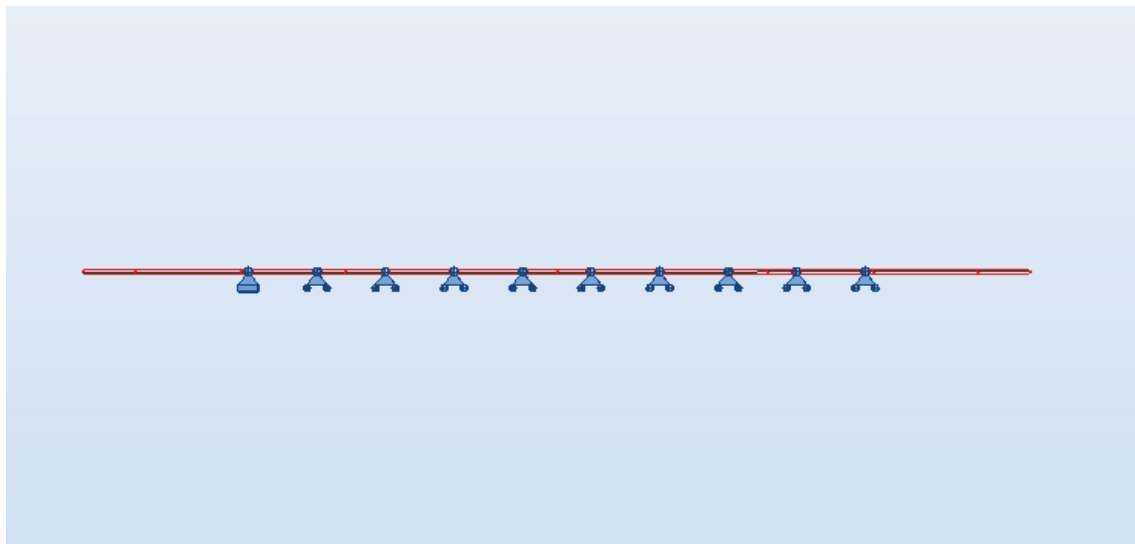


Figure VI. 3 Modélisation du chevêtre par Robot Structural

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

On applique ensuite les réactions du tablier des combinaison ELS et ELU les plus défavorables. On obtient :

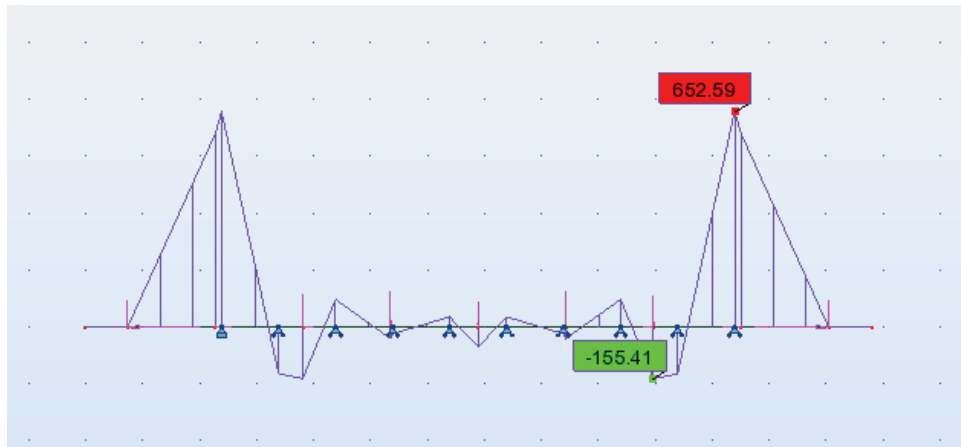


Figure VI.4 Diagramme des moments du chevêtre à l'ELU donné par Robot Structural en t.m

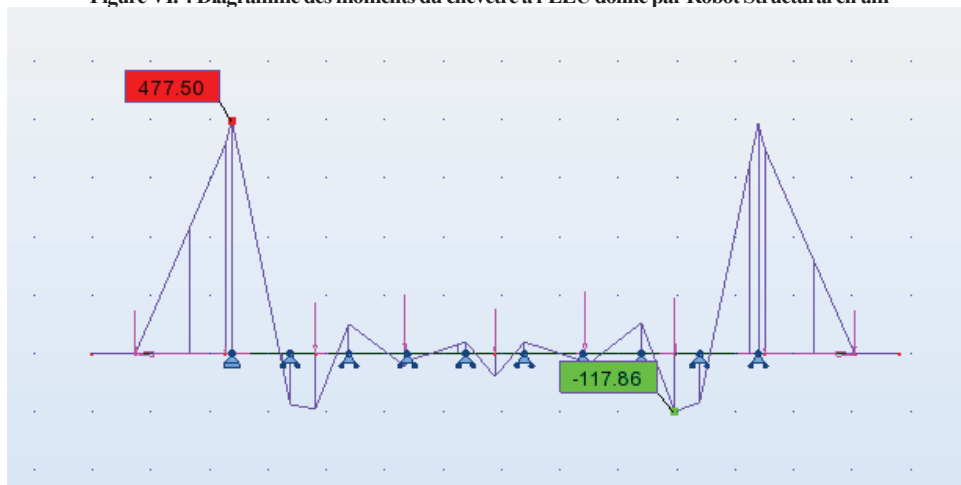


Figure VI.5 Diagramme des moments du chevêtre à l'ELS donné par Robot Structural en t.m

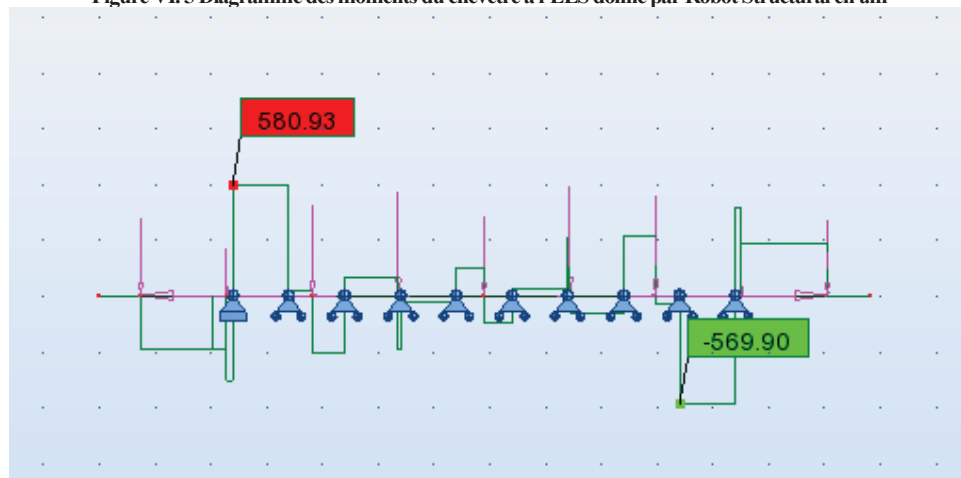


Figure VI.6 Diagramme des efforts tranchants du chevêtre à l'ELU donné par Robot Structural en t

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- Ferraillage du chevêtre :

1- Longitudinal :

Avec Robot expert (annexe « X3 ») on trouve : $A_s = 104.3\text{cm}^2$ et $A_s' = 58.5\text{ cm}^2$

On prend respectivement 22 HA 25 et 20 HA20

2- Transversal :

Avec Robot expert : 1 Cadre de HA16, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

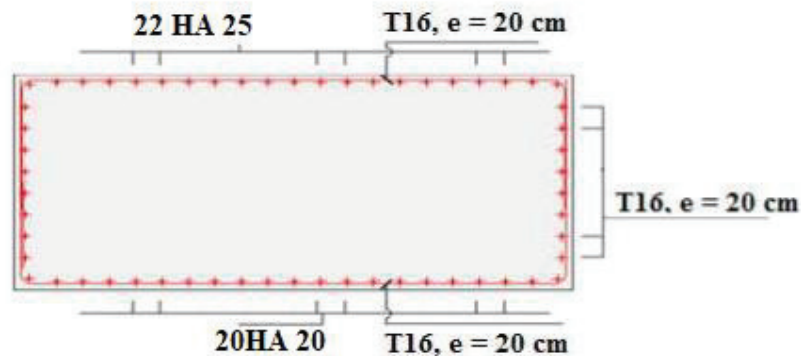


Figure VI.7 Ferraillage chevêtre

• Etude du fut :

a- Vérification au flambement :

Caractéristiques géométriques de la pile :

$I = 16.46\text{ m}^4$, $S = 12.96\text{ m}^2$, $H = 23\text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; l_f = H = 23\text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = 1.13\text{ m}$$

$\lambda = 20.35 < 50$. Flambement vérifié.

b- Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts sur la pile, nous allons prendre les 2 combinaisons les plus défavorable calculé précédemment à l'ELS et l'ELU et les combinaisons sismiques indiqués par le RPOA 2008.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 6 Combinaisons d'actions utilisées.

Combinaison	actions
Vérification de la structure (sismique)	G+E+0.4T+D+0.3Q
Combinaison ELS (sismique)	G+0.3 E+0.3Q
ELU durable transitoire	1.35G+1.45 Gr22+1.2 St+1.5 W1+0.9 T
ELS Caractéristique	G+ Gr26+0.8 St+ w1 +0.6 T

Tel que :

E l'action sismique est prise comme la valeur la plus défavorable des combinaisons de l'actions sismique :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Après calcul de toutes les possibilités (12) avec Robot Structural on trouve que les combinaisons :

$$E1 = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$$

$$E5 = E_y + 0.3 E_x + 0.3 E_z$$

Sont les plus défavorables.

c- Ferraillage du fut

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTER.

- Sens longitudinale :

$$n = \frac{N}{b \times H \times f_{c28}} = \frac{47,53}{9 \times 3 \times 30} = 0.058$$

$$m_y = \frac{M_y}{b \times H^2 \times f_{c28}} = \frac{37.31}{9 \times 3^2 \times 30} = 0.015$$

H : Dimension de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 3m.

b : Dimension de la pile dans le sens transversal du tablier = 9m.

f_{c28} : résistance caractéristique de compression du béton à 28 jours est égal à 30 Mpa.

n : Abscisse de l'abaque.

m_y : ordonnée de l'abaque.

de l'abaque on a $w=0.1$.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

$$A_s = \frac{w \cdot b \cdot H \cdot f_c 28}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 9 \times 3 \times 30}{435} = 1862 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : Selon le règlement BAEL 91. On a :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_c 28 / f_e \geq 0.23 \times 9 \times (0.9 \times 3) \times 30 / 500$$

$$A_{s \min} \geq 335.34 \text{ cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

On prend donc 232 HA 32.

- Armatures transversales :

Zone courante :

Il y a lieu de satisfaire la condition suivante : $St = \text{Min} [12 \Phi_L ; b ; 200 \text{ mm}]$.

Φ_L : diamètre des armatures longitudinales,

b plus petit côté du rectangle circonscrit.

$St = 20 \text{ cm}$.

Zone critique :

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire la condition suivante :

$$St = \text{min} [24 \Phi_t ; 8 \Phi_L ; 0,25 d]$$

d : hauteur utile.

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

$$\Phi_t \geq 1/3 \Phi_L$$

$$\Phi_t = 16 \text{ mm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$.

Détermination de la zone critique :

$$l_c = \lambda h \quad \text{où} \quad \lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{l}{h} \right) \quad \text{avec} \quad 1 \leq \lambda \leq 2$$

l est la longueur de l'élément en béton, h est la hauteur de sa section transversale.

$$\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{23}{3} \right) = 3.22, \text{ on prend donc } \lambda = 2.$$

$$l_c = 2 \times 3 = 6 \text{ m}$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- Section minimale des armatures transversales :

La section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{S_s(mm)}{100}$$

S_t : représente l'espacement des armatures transversales.

A_L : section totale des armatures longitudinales.

f_{el} , f_{et} caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

AN on trouve:

$$A_t = 233.16 \text{ cm}^2.$$

On prend donc 116 HA 16.

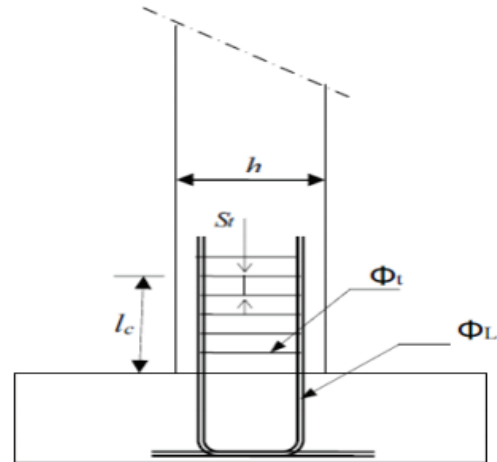


Figure VI. 8 Disposition des armatures

- Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{ELU} = 9.87 \text{ MN}$$

$$\tau_{ELU} = \frac{V_{ELU}}{b * d} = \frac{9.87}{9 * 2.7} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = \min [0, 15.f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} > \tau_{ELU} . \text{ Vérifiée.}$$

- Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique, la fondation préconisée est une fondation profonde : semelle sur pieux de 28 m de profondeur. et de 1,2 m de diamètre.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- **Etude des pieux :**

- Nombre de pieux :

$$Np = \frac{\text{Effort normal max}}{\text{Capacité de portance du pieu}}$$

La portance des pieux est donnée par :

Pour un diamètre de 1.2 m :

-Portance admissible de pieux à l'ELS : Padm-pieux-ELS=4000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELU : Padm-pieux-ELU=6000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELA : Padm-pieux-ELA=8000 KN.

$$Np = \frac{4753.42}{400} = 11.88, \text{ On prend 16 pieux.}$$

- Effort revenant à chaque pieu :

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{Np} \pm \frac{Mx.Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My.X}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux.

N : Effort normal.

Mx, My : Moments dans les sens x et y ;

X,Y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Avec les hypothèses suivantes :

1-Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

2-Semelle infiniment rigide.

3-Pieux identiques.

AN pour les cas les plus défavorables résumé dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI. 7 Efforts normaux les plus défavorable sur pieu

	ELU	ELS	ELA
Nmax (MN)	4.02	3.5	2.27
Nmin(MN)	1.92	0.94	1.47

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- Action sur les pieux :

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

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

La solution de cette équation est de forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$$

Avec :

b : Diamètre du pieu.

Cu : Module de réaction du sol : 30 MN/ m3

y : Déplacement en tête du pieu

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque, ce moment est déterminé par la méthode de WARNER.

- Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4EI}}$$

AN :

I=0. 1018 m⁴, b=1.2 m, E= 34179.56 MPa

$$\lambda = 0.225 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda \cdot L = 0.225 \times 18 = 4.05$$

D'où, en tire les valeurs de (X0P, X0M) = (1.26, 1.54).

- Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Le moment en tête du pieu

$$\bar{P} = \frac{Hmax}{16}$$

	ELU	ELS	ELA
\bar{P} (MN)	0.62	0.41	0.275

En tête de pieu $M(z) = 0$ donc

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

	ELU	ELS	ELA
\bar{M} (MN)	-2.25	-1.49	-1

- Détermination des moments tout le long du pieu : (Abaques de WARNER)

$$M(z) = \chi_{\theta M} \cdot \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \cdot \chi_{\theta P}$$

$$M(z) = -2.25 \cdot \chi_{\theta M} + 2.75 \cdot \chi_{\theta P}$$

Le calcul des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ se font à l'aide de l'abaque de WARNER.

Tableau VI. 8 Moments en fonction de la profondeur z

z(m)	1.8	3.6	5.4	7.2	9	10.8	12.6	14.4
XOP	0.92	0.96	1	1.03	1.07	1.11	1.15	1.19
XOM	1.34	1.36	1.39	1.41	1.43	1.45	1.48	1.50
M (MN)	-0.485	-0.42	-0.377	-0.34	-0.275	-0.21	-0.1675	-0.102

• **Ferraillage du pieu :**

1- Ferraillage longitudinale :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTER, Le pieu qui considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} N_{max} = 4.02 \text{ MN} \\ M_{max} = 2.25 \text{ MN} \end{cases}$$

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$d/D = 0.05 / 1.2 = 0.04$$

d : enrobage de l'acier.

D : diamètre du pieu.

$$\frac{M_{max}}{\pi R . R . D . F_c 28} = \frac{2 . 25}{\pi \times 0.6 \times 0.6 \times 1.2 \times 30} = 0.055$$

$$\frac{N_{max}}{\pi R . R . . F_c 28} = \frac{4.02}{\pi \times 0.6 \times 0.6 \times 30} = 0.12$$

Par l'abaque de WALTHER, on trouve $w = 0.2$

$$A_s = \frac{w \times \pi \times 0.6 \times 0.6 \times 30}{434.78} = 156 \text{ cm}^2$$

On prend donc 20 HA 32.

2- Armatures transversales :

On prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction et critique.

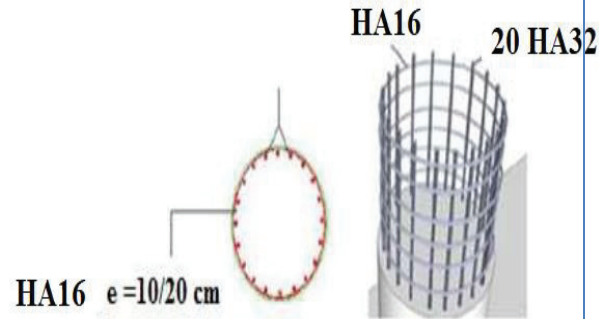


Figure VI.9 Ferrailage du pieu

• Etude de la semelle :

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

Rappelons les dimensions Longueur : $L = 13,60 \text{ m}$; Hauteur : $H = 2 \text{ m}$; Largeur : $l = 13,2 \text{ m}$.

- Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

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

$$h=2 \geq 3.6/2 - 1.2/4 = 1.5. \text{ Vérifiée.}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{h-d}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = 1.3 \implies \alpha = 52.43^\circ \geq 45^\circ. \text{ Vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

AN :

Tableau VI. 9 Récapitulatif de la section totale d'acier.

	ELU	ELS	ELA
σ_a (MPa)	434.78	250	434.78
A_s (cm ²)	69.34	105	39.15

On prend donc $A_s = 105 \text{ cm}^2$ avec 14 HA 32.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3,2 \text{ m}$

Avec : Espacement :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1}$$

ϕ : Diamètre du pieu.

n : Le nombre de barres.

$St = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures longitudinales inférieure :

$A_{s1} = A_s/3 = 35 \text{ cm}^2$; Soit : HA20, avec un espacement de 25 cm.

➤ Armatures transversales supérieure

$A_{s2} = A_s/4 = 26.25 \text{ cm}^2$; Soit : HA20, avec un espacement de 30 cm.

➤ Armatures longitudinales supérieure :

$A_{s3} = A_s/10 = 10.5$; Soit : HA14, avec un espacement de 40 cm.

➤ Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10$; Soit : HA14 avec un espacement de 40 cm.

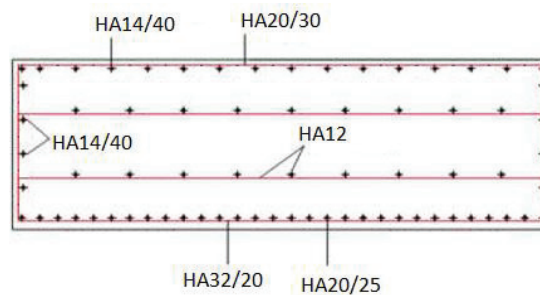


Figure VI. 10 Ferrailage de la semelle de la pile

VI.3 Etude de la culée

VI.3.1 Introduction

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 assure la liaison entre le pont et le remblai. Elle est particulièrement sensible à une mauvaise conception, et en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi le dimensionnement de cette dernière est orienté vers la surabondance et la simplicité de ses formes.

La culée doit donc assurer deux fonctions importantes :

a- La fonction mécanique :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

b- La fonction technique :

- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

VI.3.2 Prédimensionnement de la culée :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée A : $H_{c1} = 11,5\text{m}$.

Pour la culée B : $H_{c2} = 11,5\text{m}$.

- **Mur garde grève :**

Cet élément a pour rôle de retenir les terres au-dessus du chevron et assure l'étanchéité vis-à-vis de ces derniers de plus il permet d'établir des joints de chaussées dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé, cet élément prend les dimensions suivantes :

-La hauteur du mur de garde grève est : $H_{gg} = H_{\text{tablier}} + H_{\text{étanchéité}} + H_{\text{appareil d'appui}} + H_{\text{dés d'appuis}}$.

$H_{gg} = 2,25 + 0,06 + 0,081 + 0,2 = 2,591 \text{ m}$.

-L'épaisseur du mur est : $e_{gg} = \sup(0,3, \frac{H_{gg}}{8})$; $e_{gg} = 0,32 \text{ m}$ en prend $e_{gg} = 0,5$.

- La longueur transversal du mur est la même que celle du tablier donc $L_{gg} = 13,6 \text{ m}$.

- **Mur frontal :**

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front.

La hauteur du mur de front est : $H_{mf} = H_c - H_{gg} = 11,5 - 2,591 = 8,909 \text{ m}$.

Pour une épaisseur de 1.8 m.

- **Dalle de transition :**

La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule : $L = \inf [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6H)]$

H: hauteur du remblai.

Donc $L = \inf [6\text{m}, 4.8]$.

$L = 4.8 \text{ m}$ pour une épaisseur constante de 35 cm.

- **Sommier d'appui**

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L_s = \text{largeur du pont} = 13.6 \text{ m}$.

La largeur du sommier $l_s = e_{mf} - e_{gg} = 1.8 - 0,5 = 1,3$

- **Murs en retour :**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante, L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance. Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

La longueur du mur : $L_{MR} = 8.5 \text{ m}$.

La hauteur : $h_{MR} = 11.5 \text{ m}$.

L'épaisseur : 70 cm.

- **Corbeau :**

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 60 cm, une petite base de 30 cm et une hauteur de 30 cm.

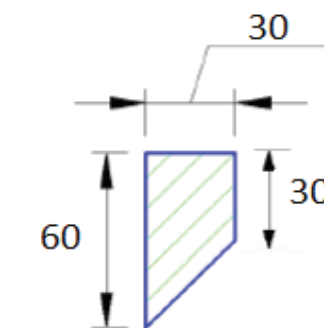


Figure VI.11 Dimensions Corbeau

- **La semelle :**

On prend :

L'épaisseur de la semelle ; $E_s = 2.50 \text{ m}$.

Longueur de la semelle ; $L = 14 \text{ m}$.

Largeur de la semelle ; $B = 13.20 \text{ m}$

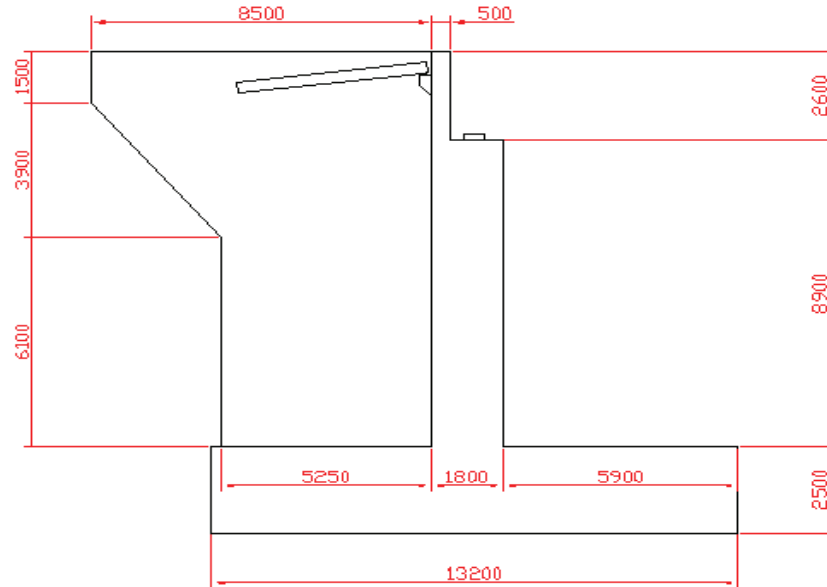


Figure VI.12 Dimensions Culée

VI.3.3 Calcul des sollicitations

- **Calcul des poussées :**

La poussée dynamique des terres calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

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

- $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement.

- $\beta = 0^\circ$: angle de l'inclinaison la surface du remblai par rapport à l'horizontale.

- $\sigma = 0^\circ$: angle de frottement remblai de culée.

- $k = \sqrt{kh^2 + (1 \pm kv)^2}$

- $\theta = \text{Arctg} \frac{kh}{(1 \pm kv)}$

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh et kv.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

$k_h = A = 0,15$; $k_v = 0,3$; $k_h = 0,045$ avec A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 RPOA).

Tableau VI. 10 Coefficients de poussée

	k_h	k_v	K	θ	K_{ad}
Condition sismique (verticale+horizontale)	0,15	0,045	1,055710661	8,16847862	0,428030842
Condition sismique (verticale-horizontale)	0,15	-0,045	0,966708332	8,92640793	0,43838346
Condition normale	0	0	1	0	0,333333333

- **Déscente des charges pour la culée :**

Les tableaux Présent dans (l'annexe B) résume l'ensemble des efforts et leur moment agissant sur la culée.

- **Les Efforts de poussés :**

Poussées des terres :

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statique et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Poussées des surcharges sur Remblai :

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$ majoré de 20%, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}^{(q)} = 1,2 L H K_{ad}$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- Effort Globaux sur la culée :

Tableau VI. 11 Efforts globaux agissant sur la culée

Désignation	Cas	N(t)	H(t)	Mfv(t.m)	Mfh(t.m)	Mv-Mf (t.m)
Total	CS+	4690,76721	1530,90008	8095,57798	11517,8432	-3422,265242
	CS-	4286,77769	1484,6685	7398,35117	11149,1746	-3750,823476
	CN	5003,41245	857,88	8261,60457	6472,519	1789,085573

- **Vérification de la stabilité de la culée :**

On a des fondations sur pieux donc pas de vérification à faire.

VI.3.4 Ferrailage des éléments de la Culée

- **Ferrailage du Mur garde grève :**

L'effet maximal est obtenu par combinaison des forces agissant de l'arrière vers l'avant, ce qui exclut la prise en compte d'une poussée du joint de chaussée. Dans ce qui suit on ne calculera que les moments, à l'exclusion des efforts tranchants dont l'effet peut être négligé, compte tenu du taux relativement faible des contraintes de cisaillement.

Au nombre de trois, les forces à considérer sont les suivantes :

1. - Poussée des terres.
2. - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
3. - Force de freinage du a la charge LM71.

Moment dû à la poussée des terres :

Ce moment à pour expression :

$$Mt = \frac{Ka \cdot \gamma \cdot h^3 \cdot L}{6} [t.m]$$

ka : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.333).

γ_r : Poids volumique du remblai ($\gamma_r = 1,8 \text{ t/m}^3$).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.591 m).

L : longueur du remblai (L=13,6m).

Cela donne : $Mt = 23,63 [t.m] = 1,7375 [t.m/ml]$.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

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

Il a été vérifié que la sollicitation totale due à la charge LM71 (poussée des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur garde-grève que les charges SW0 et SW2.

L'effet le plus défavorable est produit par la charge 25t placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève (à prendre en compte que cette charge 25t doit être divisée et aussi à prendre en compte l'effet de l'excentricité lors de la division de la charge pour avoir l'effort d'une seule roue du train qui est égal à 13,89t).

- les charges, sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 13,89 t de la roue la plus chargée répartie sur un rectangle de 0,84 x 0,29 m (dimensions du bi-bloc) circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues.

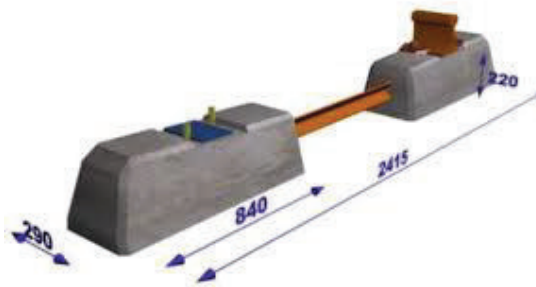


Figure VI.13 Dimensions de la traverse bi-bloc

on admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartit à 45° latéralement et en arrière du mur, de façon uniforme, sur un rectangle horizontal dont les dimensions croissent linéairement avec la profondeur; cette pression engendre en tout point du mur une poussée élémentaire qui crée un certain moment au niveau de la section d'encastrement sur le mur; on suppose, d'autre part, que les efforts correspondants se répartissent uniformément à 45° le long du garde-grève, de part et d'autre du rectangle d'impact;

Les schémas ci-après définissent les principaux paramètres :

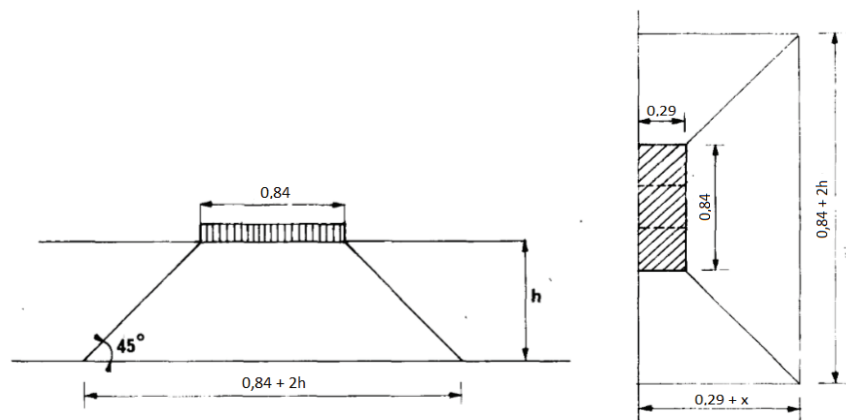


Figure VI.14 Schéma de la répartition de la charge 13,89t

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Le moment correspondant à cette charge prend la formule suivante :

$$Mp (ELU) = \frac{13,89 \cdot K}{0,84 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,29 + x} dx$$

On calcul d'abord le coefficient K :

$$K = Ka \cdot \gamma \cdot \phi_3 = 0,333 \cdot \gamma \cdot 1,12 = (0,54ELU ; 0,37 ELS)$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération = (1,45 à l'ELU ; 1 à l'ELS).

ϕ_3 : Coefficient de majoration dynamique.

Donc :

$$Mp (ELU) = 1,25 \cdot 4,0238 = 5,03 \text{ (t.m/ml)}$$

$$Mp (ELS) = 0,85 \cdot 4,0238 = 3,42 \text{ (t.m/ml)}$$

(L'intégrale a été calculé à l'aide d'un logiciel en ligne en donnant une approximation) .

Force de freinage du a la charge LM71:

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit 13,89 t, et l'on a :

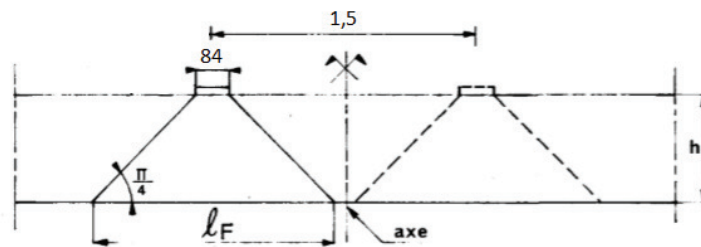


Figure VI. 15 Schéma de la répartition de la charge de freinage LM71

$$Mf = \frac{P(\text{LM71 roue la plus chargé}) \cdot h \cdot \gamma}{l_f} = \frac{13,89 \cdot h \cdot \gamma}{0,84 + 2h} \text{ [t.m/ml]}$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = (1 ELS ; 1,45 ELU)$

$$Mf (ELS) = 5,97 \text{ [t.m/ml]}$$

$$Mf (ELU) = 8,67 \text{ [t.m/ml]}$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Total :

$$Mt (ELS) = 1,7375 + 3,42 + 5,97 = 11,1275 \text{ [t.m/ml]}$$

$$Mt (ELU) = 1,35 \cdot 1,7375 + 5,03 + 8,67 = 16,0456 \text{ [t.m/ml]}$$

- On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

Section d'acier :

AS = 10.70 cm² ; donc : on opte pour
7HA14/ml (AS = 10.78 cm²) / coté remblai,
avec un espacement de 10cm.

Armature de constructions :

AS' = AS/3 = 3,57 cm² ; donc : on opte pour
5HA10/ml (AS' = 3,93 cm²) / coté tablier
avec un espacement de 20 cm.

Armature Transversales :

AS' = AS/4 = 2,675 cm² ; donc : on opte pour
4HA10/ml (AS' = 3,14 cm²) / avec un
espacement de 20 cm.

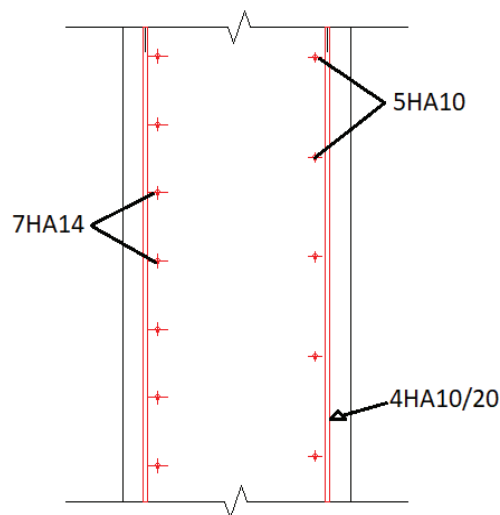


Figure VI. 16 Ferrailage du Mur Garde Grève

- **Mur Frontal :**

Évaluation des efforts :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres des éléments de la culée, poussée des terres, poussée surcharge sur remblais...).

Les efforts engendrés sont dans les tableaux de (l'annexe B).

- Effort Globaux sur le Mur Frontal :

Tableau VI. 12 Efforts globaux agissant sur le mur frontal

Sous Charge d'exploitation max	Conditions	N(t)	H(t)	Mfv(t.m)	Mfh(t.m)	M
Total	CS+	1203,717996	977,16514	1134,498	6478,6057	-5344,11
	CS-	1100,048504	932,75384	1036,7901	6223,2407	-5186,45
	CN	1666,52325	817,63	982,71604	3430,1385	-2447,42

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Le ferrailage :

On a :

Condition normale :

Effort normal : $N(t) = 1666,52325 \text{ t}$

ELS: $N(t) = 122,53 \text{ t/ml}$

ELU : $N(t) = 165,42 \text{ t/ml}$

Moment : $M(t) = 2447,42 \text{ t}$

ELS: $M(t) = 179,96 \text{ t/ml}$

ELU : $M(t) = 242,94 \text{ t/ml}$

Condition sismique :

Effort normal : $N(t) = 1203,717996 \text{ t}$

ELA: $N(t) = 88,5 \text{ t/ml}$

Moment : $M(t) = 5344,11 \text{ t}$

ELA: $M(t) = 392,95 \text{ t/ml}$

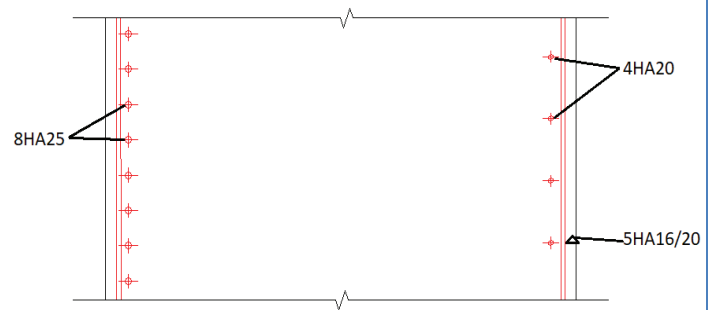


Figure VI. 17 Ferrailage du Mur Frontal

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

Le ferrailage calculé à l'aide de robot expert pour une section de (1,8 x 1) donne une section de $A_s = 37,5 \text{ cm}^2$.

Section d'acier :

$A_s = 37,5 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA25/ml ($A_{s1} = 39,27 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 10 cm.

Armature de constructions :

$A_{s'} = A_s/3 = 12,5 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 4HA20 ($A_{s'} = 12,57 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 9,375 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA16 ($A_s = 10,05 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

• Mur Retour :

Pour le mur retour on l'a modélisé sur ROBOT puis on lui a fait subir les charges mentionnées dans SETRA PP73.

Les murs en retour sont soumis à :

- la poussée des terres.
- la poussée de la surcharge de remblai.
- les forces concentrées à l'extrémité du mur.

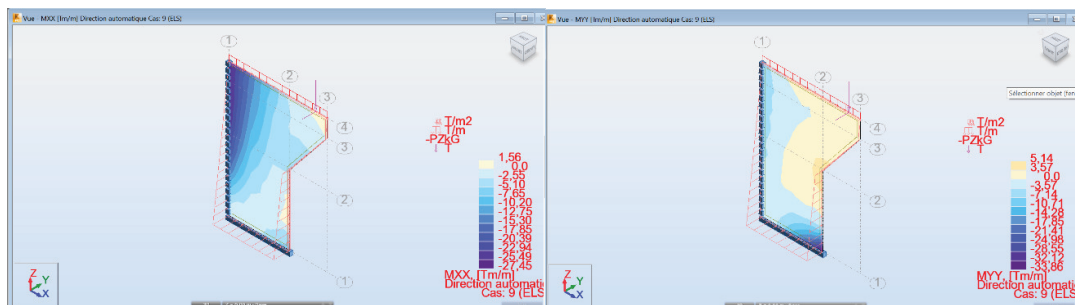


Figure VI.18 Cartographies du mur sous combinaison ELS sur XX et YY

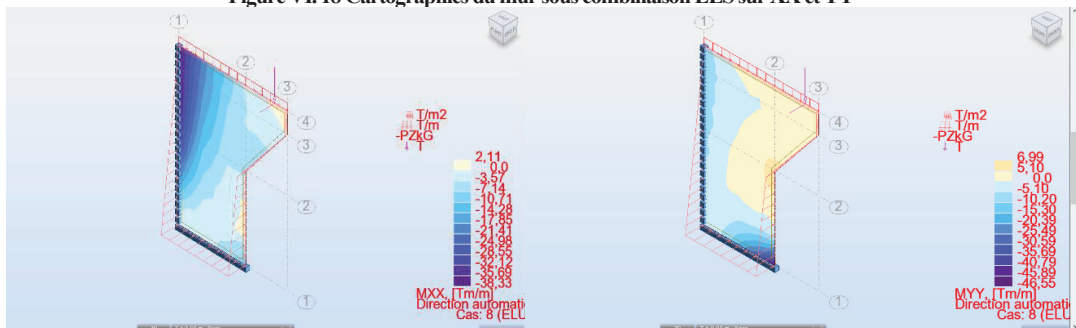


Figure VI.19 Cartographies du mur sous combinaison ELU sur XX et YY

Résumé des sollicitations :

▪ A l'ELS :

$$MXX = 27,45 \text{ t.m/ml}$$

$$MYX = 33,86 \text{ t.m/ml}$$

▪ A l'ELU :

$$MXX = 38,33 \text{ t.m/ml}$$

$$MYX = 46,55 \text{ t.m/ml}$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

Le ferrailage vertical :

Section d'acier Avec Robot expert AS = 26.80 cm²

Donc : on opte pour 9HA20 /ml (AS = 28.27 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 10cm.

Armature de constructions : AS' = AS/3 = 8.93 cm² ;

Donc : on opte pour 8HA 12 /ml (AS' = 9.05 cm²) / coté tablier avec un espacement de 10 cm.

Le ferrailage horizontal :

On a As1 = 21.50 cm² ; Donc : on opte pour 7HA20/ml (AS = 21.99 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 10 cm.

Armature de constructions : AS' = AS/3 = 7.17 cm² ;

Donc : on opte pour 5HA14/ml (AS' = 7.7 cm²) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

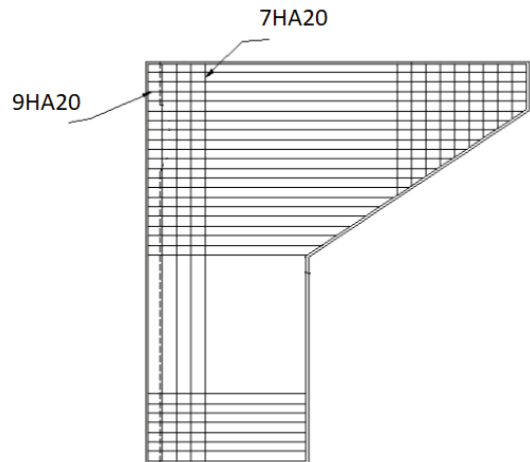


Figure VI. 20 Ferrailage du Mur Retour

• Dalle de Transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, est appuyée sur deux cotés d'une part sur la culée par l'intermédiaire du corbeau, et l'autre part sur le sol, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Les charges qui sollicitent la dalle de transition sont :

Poids du remblai : $G_r = 1,8 \times 0,7 = 1,26 \text{ t/m}^2$.

Surcharge de remblai : $Q = 1,2 \text{ t/m}^2$.

Poids propre de la dalle : $0,35 \times 2,5 = 0,875 \text{ t/m}^2$.

Le moment maximum sur la dalle de transition se donne par la formule suivante :

$$M = q l^2 / 8$$

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 13 Efforts agissant sur la dalle de transition

Désignation	Q (t/m ²)	M (t.m)
Poids Remblai	1,26	3,6288
Poids Propre	0,875	2,52
Surcharge	1,2	3,456

Combinaison d'action :

Moment :

- A l'ELU :

$$MELU = 1,35 MG + 1,45 MQ$$

$$MELU = 1,35 (3,6288 + 2,52) + 1,45 (3,456) = 13,312 \text{ t.m/ml}$$

- A l'ELS :

$$MELS = MG + MQ$$

$$MELS = 3,6288 + 2,52 + 3,456 = 9,605 \text{ t.m/ml}$$

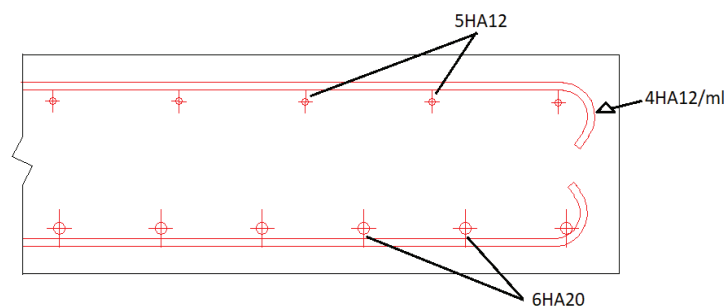


Figure VI. 21 Ferrailage Dalle de Transition

- On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

On trouve une section d'acier Avec Robot expert $A_s = 16,70 \text{ cm}^2$;

Donc on prend 6HA20/ml ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$) /coté fibre inférieure avec espacement de 15 cm.

Armature de construction : $A_s' = A_s/3 = 5,57 \text{ cm}^2$; Soit : 5HA12/ml ($A_s' = 5,65 \text{ cm}^2$), esp= 20cm.

Armature Transversal : $A_s' = A_s/4 = 4,175 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA12/ml ($A_s' = 4,52 \text{ cm}^2$), esp= 20cm.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- **Corbeau :**

Evaluation des charges et surcharges que subit le corbeau :

Réaction due à la dalle de transition : $R1 = qL / 2 = 0,35 \times 4,8 \times 2,5 / 2 = 2,1 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres : $R2 = qL / 2 = 0,7 \times 4,8 \times 1,8 / 2 = 3,024 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R3 = 0,135 \times 2,5 = 0,3375 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai : $R4 = 4,8 \times 1,2 / 2 = 2,88 \text{ t/ml}$.

Combinaison d'action :

- A l'ELU :

$$RELU = 1,35(R1 + R2 + R3) + 1,45 R4$$

$$RELU = 1,35 (2,1 + 3,024 + 0,3375) + 1,45 \times 2,88 = 11,55 \text{ t/ml}$$

- A l'ELS :

$$RELS = R1 + R2 + R3 + R4$$

$$RELS = 2,1 + 3,024 + 0,3375 + 2,88 = 8,34 \text{ t/ml}$$

Moment :

$$MELU = [1,35(R1 + R2 + R3) + 1,45 R4] \times 0,133 = 1,54 \text{ t/ml}$$

$$MELS = [R1 + R2 + R3 + R4] \times 0,133 = 1,11 \text{ t/ml}$$

➤ On calcule l'armature à l'aide de Robot Expert 2010 :

On trouve une section d'acier Avec Robot expert $A_s = 3,20 \text{ cm}^2 = A_{smin}$;

Donc on prend 5HA10/ml ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$)

Armature Transversal : $A_s' = A_s/3 = 1,07 \text{ cm}^2$; Soit :
3HA8/ml ($A_s' = 1,51 \text{ cm}^2$), esp= 20cm.

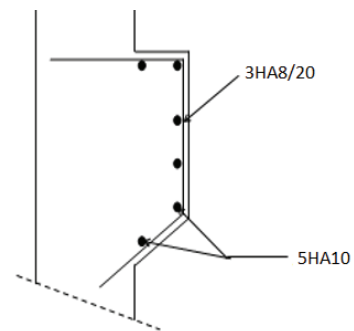


Figure VI. 22 Ferrailage Corbeau

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- **Etude des pieux :**

Nombre de pieux :

$$Np = \frac{\text{Effort normal max}}{\text{Capacité de portance du pieu}}$$

$$Np = \frac{5003.4}{400} = 12.5, \text{ On prend 16 pieux.}$$

Effort revenant à chaque pieu :

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{Np} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My \cdot X}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux.

N : Effort normal.

Mx, My : Moments dans les sens x et y ;

X, Y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Avec les hypothèses suivantes :

1-Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

2-Semelle infiniment rigide.

3- Pieux identiques.

AN pour les cas les plus défavorables résumé dans le tableau ci-dessous:

	CN	CS
Nmax(MN)	3.53	3.71
Nmin(MN)	2.71	1.82

On prend les mêmes caractéristiques des pieux de la pile tout en suivant le même raisonnement de dimensionnement.

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

Action sur les pieux :

- Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = 0.225 m^{-1}$$

$$\lambda.L = 0.225 \times 18 = 4.05$$

D'où, en tire les valeurs de $(X\theta P, X\theta M) = (1.26, 1.54)$.

On a donc :

	CN	CS
\bar{P} (MN)	0.54	0.95

	CN	CS
\bar{M} (MN)	-1.96	-3.45

Ferraillage du pieu :

1- Ferraillage longitudinale :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTER, Le pieu qui considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} N_{max} = 3.71 MN \\ M_{max} = 3.45 MN \end{cases}$$

$$d/D = 0.05/ 1.2 = 0.04$$

d : enrobage de l'acier.

$$\frac{M_{max}}{\pi R.R.D.Fc28} = \frac{3.45}{\pi \times 0.6 \times 0.6 \times 1.2 \times 30} = 0.085$$

$$\frac{N_{max}}{\pi R.R..Fc28} = \frac{3.71}{\pi \times 0.6 \times 0.6 \times 30} = 0.11$$

Par l'abaque de WALTHER, on trouve $w = 0.3$

$$A_s = \frac{0.3 \times \pi \times 0.6 \times 0.6 \times 30}{434.78} = 234.11 cm^2$$

On prend donc 30 HA32.

2- Armatures transversales :

On prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction et critique.

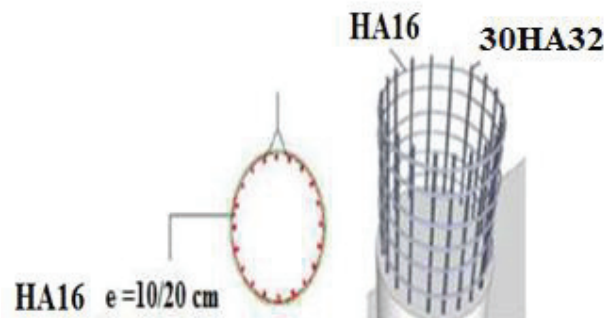


Figure VI.23 Ferraillage du pieu de culée

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- **Etude de la semelle :**

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

Rappelons les dimensions Longueur : $L = 14$ m. Hauteur : $H = 2,5$ m. Largeur : $b = 13,2$ m.

Ferraillage de la semelle :

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

$$h=2.5 \geq 3.6/2 - 1.2/4 = 1.5. \text{ Vérifiée.}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{h-d}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = 1.63 \implies \alpha = 58.52^\circ \geq 45^\circ. \text{ Vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

AN :

	CN	CS
σ_a (MPa)	250	434.78
A_s (cm ²)	84.72	51.2

On prend donc $A_s = 84.72 \text{ cm}^2$ avec 18 HA 25

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que: $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3,2$ m.

Avec : Espacement :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1}$$

ϕ : Diamètre du pieu. n : Le nombre de barres.

St= 15 cm

CHAPITRES VI : INFRASTRUCTURE

- Armatures longitudinales inférieure :
 $As1 = As/3 = 28.24 \text{ cm}^2$; Soit : HA20, avec un espacement de 30 cm.
- Armatures transversales supérieure
 $As2 = As/4 = 21.18 \text{ cm}^2$; Soit : HA16, avec un espacement de 35 cm.
- Armatures longitudinales supérieure :
 $As3 = As/10 = 8.5$; Soit : HA14, avec un espacement de 50 cm.
- Armatures latérales :
 $As4 = As/10$; Soit : HA14 avec un espacement de 50 cm.

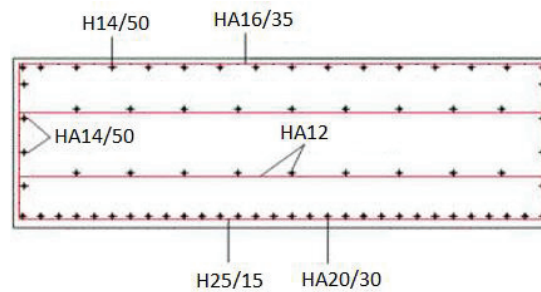


Figure VI. 24 Ferrailage de la semelle de la culée

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence les connaissances théoriques acquises durant les trois années de formation.

Notre travail durant ce projet de fin d'étude a consisté en la conception et l'étude d'un pont ferroviaire dans la wilaya de Djelfa entrant dans le cadre du développement du réseau ferroviaire du pays.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, de maîtriser la réglementation, normes et références qui déterminent les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art ferroviaires. En se basant sur différentes références bibliographiques et l'utilisation de différents logiciels pour le calcul.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur. Ce modeste travail représente une expérience lucrative et donc l'opportunité parfaite pour nous évaluer, donner une idée générale pour l'élaboration des ponts et nous introduire dans le domaine professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- ✚ U.S. Geological Survey. Evaluation of Pier-scour Measurement Methods and Pier-scour Predictions With Observed Scour Measurements at Selected Bridge Sites in New Hampshire, 1995-98. Par Erick M. Boehmler and Joseph R. Olimpio. Pembroke, New Hampshire. 2000.
- ✚ CALGARO Jean-armand. Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées. 2000.
- ✚ Briaud, J.-L., Ting, F. C., Chen, H., Gudavalli, R., Perugu, S., & Wei, G. (1999). Sricos : Prediction of scour rate in cohesive soils at bridge piers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 237–246. 12.
- ✚ US Department Of Transportation Federal Highway Administration. 2001. Evaluating of scour at bridges Publication. s.l. : EvaPublication No. FHWA NHI 01-001, Hydraulic Engineering Circular No.18.
- ✚ Prise en compte d'affouillement dans le dimensionnement des piles de pont sur pieux : étude de cas d'oued Amassine sur 150m.Mr. SADAOUI Omar et Mme. IDRISOU Akila.
- ✚ Argoul, P. & Erlicher, S. (2005). On the use of continuous wavelet analysis for modal identification. In *Mechanical Modelling and Computational Issues in Civil Engineering* (pp. 359–368). Springer. 1.
- ✚ Nissrine Boujia. Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations. *Vibrations [physics.class-ph]*. Université Paris Est, 2018. Français.
- ✚ Chabert, J. & Engeldinger, P. (1956). Etude des affouillements autour des piles des ponts. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.
- ✚ BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE decembre 1977.
- ✚ RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008.
- ✚ Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- ✚ Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- ✚ Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003.
- ✚ La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte. ^[8] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.
- ✚ Document SNCF, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, France, Livret 2.01. Février 1995.
- ✚ Béton précontraint, par Robert CHAUSSIN Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

- ✚ BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- ✚ HENRY THONIER, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC France, 1985
- ✚ Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails.
- ✚ Jean-Armand CALGARO, projet et construction des ponts, ENPC France, 2000.
- ✚ Ponts courants en zone sismique, guide de conception, SETRA.
- ✚ Cours E.N.S.T.P.
- ✚ Projet de fin d'étude CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL AU PK 223+643.08 présenté par KHADIDJA Mani promotion 2018 /2019.
- ✚ Projet de fin d'étude CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT (OA.102) DANS LA WILAYA DE LAGHOUAT présenté par HADEF Billal et GUEDRI Billel promotion 2009.

SITES

<https://www.civilmania.com/>

<https://fr.scribd.com/>

[https:// libgen.io](https://libgen.io)

LOGICIELS

Autocad 2013

ROBOT Structural Analysis 2014

RDM6

OFFICE 2019

ANNEXES

Annexe A : TABLEAUX

Annexe A TABLEAUX

Effort sur la Pile

Les dix premières modes de vibrations donnés par Robot Structural

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
276/ 1	0,79	1,26	75,16	0,00	0,00	75,16	0,00	0,00
276/ 2	1,98	0,50	75,16	3,72	0,00	0,00	3,72	0,00
276/ 3	2,27	0,44	75,16	15,00	0,00	0,00	11,28	0,00
276/ 4	2,35	0,42	75,16	15,04	0,00	0,00	0,04	0,00
276/ 5	2,58	0,39	75,16	15,13	0,00	0,00	0,09	0,00
276/ 6	2,67	0,37	75,16	16,28	0,00	0,00	1,15	0,00
276/ 7	2,70	0,37	76,03	16,28	0,00	0,86	0,00	0,00
276/ 8	2,90	0,34	76,03	16,31	0,00	0,00	0,03	0,00
276/ 9	2,96	0,34	76,03	16,31	16,67	0,00	0,00	16,67
276/ 10	2,97	0,34	76,03	16,31	32,03	0,00	0,00	15,36

Réactions sur piles sous charges permanentes

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,97	0,01	2758,20	0,66	126,25	0,00
Noeud	3035	3027	3027	3035	3026	3031
Cas	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)
MIN	-1,30	-0,01	75,56	-0,50	-154,34	-0,00
Noeud	3026	3026	3036	3026	3035	3027
Cas	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)	29 (C)

Réactions sur piles sous ELU durable transitoire

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	986,89	4753,42	2811,18	219,55	0,05
Noeud	3039	2115	3027	3029	3026	3029
Cas	DT 5/1924	DT 5/1320	DT 5/1565	DT 5/1314	DT 5/2163	DT 5/1627
MIN	-237,97	-974,99	91,65	-0,00	-1792,59	-0,21
Noeud	3035	2067	3042	3009	3027	3027
Cas	DT 5/47	DT 5/1320	DT 5/2071	DT 5/273	DT 5/1887	DT 5/1948

Annexe A : TABLEAUX

Réactions sur piles sous ELS caractéristiques

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	657,75	3548,13	1882,21	0,00	0,03
Noeud	3039	2115	3027	3033	3037	3029
Cas	Cara 3/1360	Cara 3/1367	Cara 3/1565	Cara 3/716	Cara 3/1881	Cara 3/1674
MIN	-328,92	-649,46	72,71	-0,00	-3731,87	-0,13
Noeud	3035	2067	3036	3009	3027	3027
Cas	Cara 3/47	Cara 3/1367	Cara 3/1883	Cara 3/320	Cara 3/1840	Cara 3/1995

Réactions sur piles sous Vérification sismique avec E1

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	10,98	440,28	2995,53	674,32	369,64	0,08
Noeud	3026	2115	3027	3033	3026	3035
Cas	mique E1/1559	mique E1/1367	smique E1/1565	Sismique E1/716	Sismique E1/2163	Sismique E1/843
MIN	-79,17	-432,84	61,57	-521,05	-735,68	-0,09
Noeud	3035	2067	3036	3027	3035	3027
Cas	ismique E1/47	mique E1/1367	smique E1/1883	Sismique E1/1543	Sismique E1/644	Sismique E1/1995

Réactions sur piles sous Vérification sismique avec E5

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	440,39	2995,18	752,34	0,00	0,15
Noeud	3005	2115	3027	3033	3009	3035
Cas	mique E5/1933	mique E5/1367	smique E5/1565	Sismique E5/716	Sismique E5/701	Sismique E5/843
MIN	-107,88	-432,73	61,43	-153,94	-1006,76	-0,08
Noeud	3035	2067	3036	3027	3035	3027
Cas	ismique E5/47	mique E5/1367	smique E5/1883	Sismique E5/1543	Sismique E5/644	Sismique E5/1995

Réactions sur piles sous ELS sismique avec E1

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	5,67	2990,87	362,08	0,00	0,02
Noeud	3005	3027	3027	3035	3009	3029
Cas	mique E1/1933	mique E1/1624	smique E1/1565	LS Sismique E1/350	LS Sismique E1/701	LS Sismique E1/1674
MIN	-67,35	-0,65	86,65	-0,00	-903,33	0,00
Noeud	3035	3037	3036	3009	3027	3040
Cas	ismique E1/47	mique E1/1367	smique E1/1883	LS Sismique E1/320	S Sismique E1/1840	ELS Sismique E1/714

Annexe A : TABLEAUX

Réactions sur piles sous ELS sismique avec E5

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	9,79	2990,77	438,72	0,00	0,04
Noeud	3005	3027	3027	3035	3009	3035
Cas	mique E5/1933	mique E5/1624	smique E5/1565	LS Sismique E5/350	LS Sismique E5/701	ELS Sismique E5/843
MIN	-75,96	-0,49	86,61	-0,00	-1052,47	0,00
Noeud	3035	3037	3036	3009	3027	3040
Cas	ismique E5/47	mique E5/1367	smique E5/1883	LS Sismique E5/320	S Sismique E5/1840	ELS Sismique E5/714

Réactions sur piles sous E1

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	10,98	440,28	2995,53	674,32	369,64	0,08
Noeud	3026	2115	3027	3033	3026	3035
Cas	mique E1/1559	mique E1/1367	smique E1/1565	Sismique E1/716	Sismique E1/2163	Sismique E1/843
MIN	-79,17	-432,84	61,57	-521,05	-735,68	-0,09
Noeud	3035	2067	3036	3027	3035	3027
Cas	ismique E1/47	mique E1/1367	smique E1/1883	Sismique E1/1543	Sismique E1/644	Sismique E1/1995

Réactions sur piles sous E5

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	0,00	440,39	2995,18	752,34	0,00	0,15
Noeud	3005	2115	3027	3033	3009	3035
Cas	mique E5/1933	mique E5/1367	smique E5/1565	Sismique E5/716	Sismique E5/701	Sismique E5/843
MIN	-107,88	-432,73	61,43	-153,94	-1006,76	-0,08
Noeud	3035	2067	3036	3027	3035	3027
Cas	ismique E5/47	mique E5/1367	smique E5/1883	Sismique E5/1543	Sismique E5/644	Sismique E5/1995

Annexe A : TABLEAUX

Efforts sur la Culée

Tableau des descentes de charges

désignation	conditions	P (E*H*L*masse vol) [t.m]	p*(1+kv)	H(m)	p*Kh	V(m)	MS(t.m)	MR(t.m)
MGG	CS+	44,047	46,029115	0,85	6,60705	12,7	39,12475	83,909535
	CS-	44,047	42,064885	0,85	6,60705	12,7	35,75515	83,909535
	CN	44,047	44,047	0,85	0	12,7	37,43995	0
Corbeau	CS+	4,185	4,373325	1,233	0,62775	13,067	5,39231	8,2028093
	CS-	4,185	3,996675	1,233	0,62775	13,067	4,9279	8,2028093
	CN	4,185	4,185	1,233	0	13,067	5,160105	0
MF	CS+	544,68	569,1906	0,2	81,702	6,95	113,8381	567,8289
	CS-	544,68	520,1694	0,2	81,702	6,95	104,0339	567,8289
	CN	544,68	544,68	0,2	0	6,95	108,936	0
Mretour 1	CS+	125,278125	130,91564	4,34271	18,79172	8,85165	568,5287	166,33772
	CS-	125,278125	119,64061	4,34271	18,79172	8,85165	519,5645	166,33772
	CN	125,278125	125,27813	4,34271	0	8,85165	544,0466	0
Mretour2	CS+	125,278125	130,91564	4,34271	18,79172	8,85165	568,5287	166,33772
	CS-	125,278125	119,64061	4,34271	18,79172	8,85165	519,5645	166,33772
	CN	125,278125	125,27813	4,34271	0	8,85165	544,0466	0
Semelle	CS+	1155	1206,975	0	173,25	1,25	0	216,5625
	CS-	1155	1103,025	0	173,25	1,25	0	216,5625
	CN	1155	1155	0	0	1,25	0	0
Dés d'app	CS+	1,125	1,175625	0	0,16875	11,5	0	1,940625
	CS-	1,125	1,074375	0	0,16875	11,5	0	1,940625
	CN	1,125	1,125	0	0	11,5	0	0
Dalle de Transition	CS+	52,08	54,4236	3,549875	7,812	13,21697	193,197	103,25095
	CS-	52,08	49,7364	3,549875	7,812	13,21697	176,558	103,25095
	CN	52,08	52,08	3,549875	0	13,21697	184,8775	0
poids des terres	CS+	1507,8492	1575,7024	3,862735	226,1774	8,123487	6086,521	1837,349
	CS-	1507,8492	1439,996	3,862735	226,1774	8,123487	5562,323	1837,349
	CN	1507,8492	1507,8492	3,862735	0	8,123487	5824,422	0
surcharge sur remblai (poids) 1t/m2	CS+	89,76	93,7992	3,85	13,464	14	361,1269	188,496
	CS-	89,76	85,7208	3,85	13,464	14	330,0251	188,496
	CN	89,76	89,76	3,85	0	14	345,576	0
Tablier	CS+	799,89	835,88505	0	119,9835	11,6	0	1391,8086
	CS-	799,89	763,89495	0	119,9835	11,6	0	1391,8086
	CN	799,89	799,89	0	0	11,6	0	0
Poids du ballaste	CS+	39,6	41,382	3,85	5,94	14	159,3207	83,16
	CS-	39,6	37,818	3,85	5,94	14	145,5993	83,16
	CN	39,6	39,6	3,85	0	14	152,46	0
Total	CS+		4690,7672		673,3159		8095,578	4815,1844
	CS-		4286,7777		673,3159		7398,351	4815,1844
	CN		4488,7725		0		7746,965	0

Tableau descente de la charge d'exploitation

Sous Charge d'exploitation max	Conditions	N(t)	H(t)	h(m)	v(m)	MS(t.m)	MR(t.m)
G26	CS+		0	0	0	11,6	0
	CS-		0	0	0	11,6	0
	CN		514,64	215,49	0	11,6	0

Tableau efforts de poussées des terres

Désignation	Conditions	P [t] kv	v(m)	MR(t.m)
MGG + MF	CS+	724,049825	8,25	5973,41106
	CS-	677,695545	8,25	5590,98824
	CN	539,58	6,33333333	3417,34
Semelle	CS+	35,2242631	1,25	44,0303289
	CS-	32,9691761	1,25	41,2114701
	CN	26,25	0,83333333	21,875

Annexe A : TABLEAUX

Tableau des efforts de poussées du a la surcharge 1t/m²

Désignation	Conditions	P [t] kv	v(m)	MR(t.m)
MGG + MF	CS+	80,3328285	8,25	662,745835
	CS-	82,2758078	8,25	678,775415
	CN	62,56	8,25	516,12
Semelle	CS+	17,9772954	1,25	22,4716192
	CS-	18,4121053	1,25	23,0151317
	CN	14	1,25	17,5

Tableau des efforts globaux agissant sur la culée

Désignation	Cas	N(t)	H(t)	Mfv(t.m)	Mfh(t.m)	Mv-Mf (t.m)
Total	CS+	4690,76721	1530,90008	8095,57798	11517,8432	-3422,265242
	CS-	4286,77769	1484,6685	7398,35117	11149,1746	-3750,823476
	CN	5003,41245	857,88	8261,60457	6472,519	1789,085573

Annexe A : TABLEAUX

Efforts sur Mur Frontal

Tableau des efforts des charges permanentes

Désignation	conditions	P (E*H*L*masse vol) [t.m]	p*(1+kv)	H(m)	p*Kh	V(m)	Mfv(t.m)	Mfh(t.m)
Mure GG	CS+	44,047	46,029115	0,65	6,60705	10,2	29,91892	67,39191
	CS-	44,047	42,064885	0,65	6,60705	10,2	27,34218	67,39191
	CN	44,047	44,047	0,65	0	10,2	28,63055	0
Corbeau	CS+	4,185	4,373325	1,033	0,62775	10,56667	4,517645	6,633225
	CS-	4,185	3,996675	1,033	0,62775	10,56667	4,128565	6,633225
	CN	4,185	4,185	1,033	0	10,56667	4,323105	0
Mur en retour 1	CS+	125,278125	130,91564	4,14271	18,791719	6,35165	542,3455	119,35842
	CS-	125,278125	119,64061	4,14271	18,791719	6,35165	495,6363	119,35842
	CN	125,278125	125,27813	4,14271	0	6,35165	518,9909	0
Mur en retour 2	CS+	125,278125	130,91564	4,14271	18,791719	6,35165	542,3455	119,35842
	CS-	125,278125	119,64061	4,14271	18,791719	6,35165	495,6363	119,35842
	CN	125,278125	125,27813	4,14271	0	6,35165	518,9909	0
Dés d'app	CS+	1,125	1,175625	0,2	0,16875	9	0,235125	1,51875
	CS-	1,125	1,074375	0,2	0,16875	9	0,214875	1,51875
	CN	1,125	1,125	0,2	0	9	0,225	0
Dalle de Transition	CS+	52,08	54,4236	3,3498753	7,812	10,71697	182,3123	83,720945
	CS-	52,08	49,7364	3,3498753	7,812	10,71697	166,6107	83,720945
	CN	52,08	52,08	3,3498753	0	10,71697	174,4615	0
Réaction du tablier (poids)	CS+	799,89	835,88505	-0,2	119,9835	9,1	-167,177	1091,8499
	CS-	799,89	763,89495	-0,2	119,9835	9,1	-152,779	1091,8499
	CN	799,89	799,89	-0,2	0	9,1	-159,978	0
MF	CS+	544,68	569,1906	0	81,702	4,45	0	363,5739
	CS-	544,68	520,1694	0	81,702	4,45	0	363,5739
	CN	544,68	544,68	0	0	4,45	0	0
Total	CS+		1203,718		172,78249		1134,498	1853,4054
	CS-		1100,0485		172,78249		1036,79	1853,4054
	CN		1151,8833		0		1085,644	0

Tableau Efforts du groupe 26

Sous Charge d'exploitation max	Conditions	N(t)	H(t)	h(m)	v(m)	Mfv(t.n)	Mfh(t.m)
G26	CS+		0	0	-0,2	4,65	0
	CS-		0	0	-0,2	4,65	0
	CN		514,64	215,49	-0,2	4,65	-102,928

Tableau Poussées agissant sur mur frontal

Désignation	Conditions	Ph	V(m)	Mfh(t.m)
MGG + MF	CS+		724,0498249	4163,2865
	CS-		677,6955448	3896,7494
	CN		539,58	2068,39
MGG + MF	CS+		80,3328285	461,91376
	CS-		82,27580785	473,0859
	CN		62,56	359,72

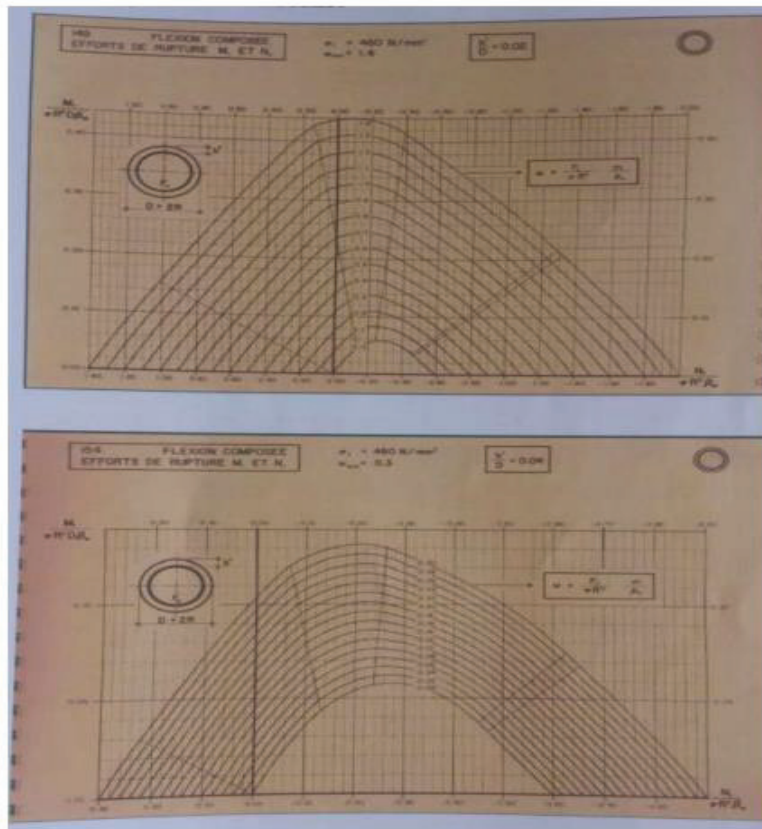
Tableau des efforts globaux agissant sur le mur frontal

Sous Charge d'exploitation max	Conditions	N(t)	H(t)	Mfv(t.m)	Mfh(t.m)	M
Total	CS+	1203,717996	977,16514	1134,498	6478,6057	-5344,11
	CS-	1100,048504	932,75384	1036,7901	6223,2407	-5186,45
	CN	1666,52325	817,63	982,71604	3430,1385	-2447,42

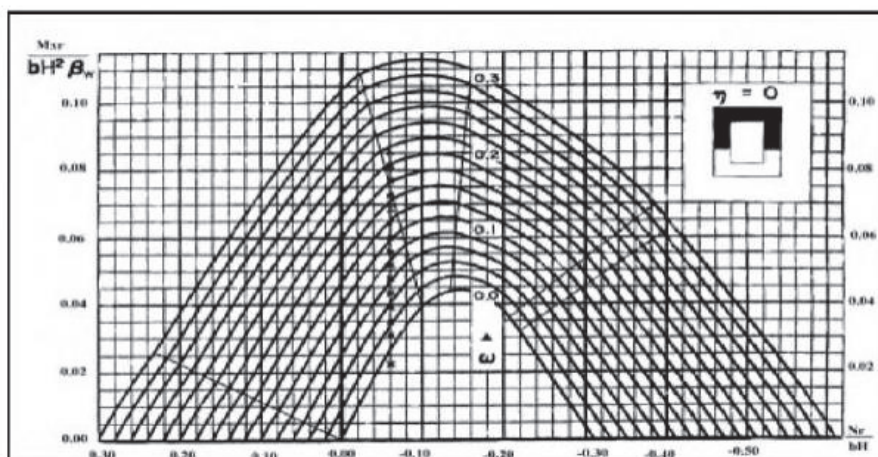
Annexe B
ABAQUES

Les abaques de Walther

Section circulaire pleine



Section rectangulaire creuse :



Annexe C

ROBOT Expert 2010

Tablier

Dalle

- Nappe Supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

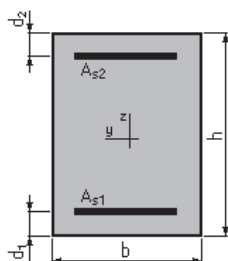
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	42,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,6$ (cm²)
Section minimum $A_{s\ min} = 3,5$ (cm²)
théorique $\rho = 0,48$ (%)
minimum $\rho_{min} = 0,17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 42,80$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Nappe Inferieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

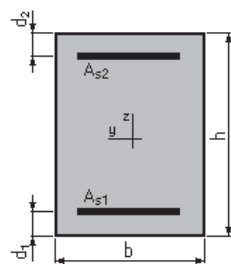
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	68,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Annexe C : ROBOT Expert 2010

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,78 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,17 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 68,20 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Entretoise

- Nappe Supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

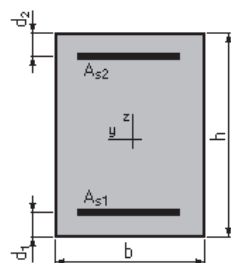
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 34,0 \text{ (cm)}$

$h = 150,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

Annexe C : ROBOT Expert 2010

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	246,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,15$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 246,90$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 135,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 25,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

- Nappe Inferieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

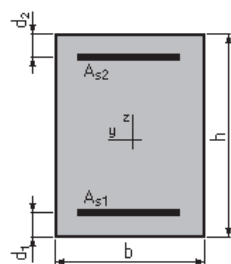
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



Annexe C : ROBOT Expert 2010

b = 34,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d₁ = 5,0 (cm)
d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	459,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 13,8 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 5,9 (cm ²)		
théorique	ρ = 0,28 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 459,90** (kN*m) **M_{min} = 0,00** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 36,4 (cm)
Bras de levier: Z = 132,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
σ_{s lim} = 250,0 (MPa)

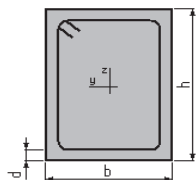
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: f_{c28} = 40,0 (MPa) **Acier: f_e = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 34,0 (cm)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

h = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	544,30	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 12,3 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)
Cadres : 2 \varnothing 6
Espacement : $S_t = 20,8$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) 10 + 7*20 + 1*25 + 1*35 + 10*40 (cm)

Pile

Chevêtre

- Ferrailage Longitudinal :

Calcul de Section en Flexion Simple

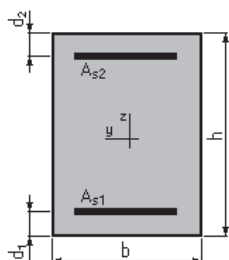
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 300,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6525,00	-1554,10
Etat Limite de Service	4775,00	-117,86
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 104,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 58,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 58,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,28$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 6525,00$ (kN*m) $M_{\min} = -1554,10$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 190,9$ (cm)

Déformation du béton: $\sigma_b = 0,56$ (‰)

Déformation de l'acier: $\sigma_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 10,3$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 4775,00$ (kN*m) $M_{\min} = -117,86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 38,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 182,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 0,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Culée

Mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

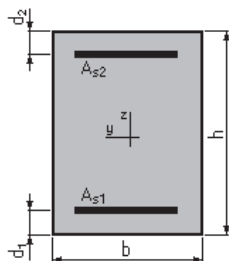
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	160,50	0,00
Etat Limite de Service	111,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 4,9$ (cm²)

théorique $r = 0,24$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,11$ (%)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 160,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,83$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 111,30$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 5,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Mur Frontal

Calcul de Section en Flexion Composée

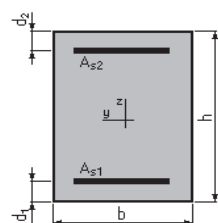
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 180,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1654,20	2429,40
2.	ELS	1225,30	1799,60
3.	ELA	885,00	3929,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 37,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 36,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 900,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,42$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1654,20 (kN) M = 2429,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 31,2 (cm)	
Bras de levier:	Z = 162,5 (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,17$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 363,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1225,30 (kN) M = 1799,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,40
Position de l'axe neutre:	y = 58,9 (cm)
Bras de levier:	Z = 155,4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,2$ (MPa)
Contrainte limite:	0,6 f _{cj} = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 154,2$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 71,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 215,6$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 885,00 (kN) M = 3929,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 13,4 (cm)	
Bras de levier:	Z = 169,7 (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,83$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 103,6$ (MPa)

Mur Retour

- Ferrailage Verticale :

Calcul de Section en Flexion Simple

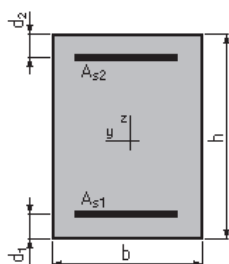
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	465,50	0,00
Etat Limite de Service	338,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 26,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 6,7$ (cm²)

théorique $r = 0,41$ (%)

minimum $r_{min} = 0,10$ (%)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 465,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 61,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,52$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 338,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 215,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 215,6$ (MPa)

• Ferrailage Horizontale :

Calcul de Section en Flexion Simple

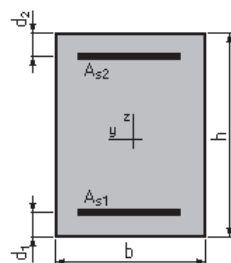
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



Annexe C : ROBOT Expert 2010

$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	383,30	0,00
Etat Limite de Service	274,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{S1} = 21,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 6,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,33$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 383,30 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,52 Pivote: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 62,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,18$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 274,50 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 5,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 215,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 215,6$ (MPa)

Dalle de Transition

Calcul de Section en Flexion Simple

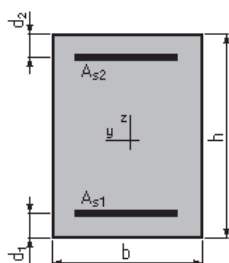
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	133,12	0,00
Etat Limite de Service	96,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16,7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 3,6$ (cm²)

théorique $r = 0,56$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 133,12$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,52 Pivot: A

Annexe C : ROBOT Expert 2010

Position de l'axe neutre: $y = 5,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,17$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 96,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 215,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 215,6$ (MPa)

Corbeau

Calcul de Section en Flexion Simple

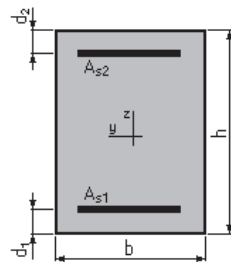
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

Annexe C : ROBOT Expert 2010

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	15,40	0,00
Etat Limite de Service	11,10	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 3,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,13$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 15,40 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,43$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 11,10 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,46

Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 7,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 215,6$ (MPa)