

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT A
POUTRE EN BETON PRECONTRAINT A
TROIS TRAVEES AU PK02+670 AU PK02+785.5
SUR LE DEDOUBELEMENT DE LA RN20
ENTRE OUED ZENATI ET MEDJEZ AMAR**

Présenté par :
ZEGHAD Walid

Encadré par :
Mr ZEMOURI Abdellah
Mr HAMADI Kamel

Promotion 2019 /2020

Remerciements

Je remercie le Bon-Dieu tout-puissant qui m'a donné la Force, le courage et la volonté de réaliser ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance que je remercie mon promoteur M. : **ZEMOURI ABDALLAH**, pour m'avoir encadré et pour ses précieuses collaborations et ces conseils. Nous exprimons également notre gratitude au ingénieur d'état en ouvrage d'art à CTPP M. :

HADIBY ACHREF

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

J'adresse également ma profonde gratitude au personnel pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la Réalisation de ce PFE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents

À Toute ma famille

À tous mes amis

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر متعدد العوارض من الخرسان مسبقة التصنيع مسبقة الاجهاد يحمل طريق وطني رقم 20 مكون من مسارين ، و الذي سيكون بمثابة ممر علوي فوق واد سييوس ببلدية مجاز عمار ولاية قالمة.

يتكون هذا العمل من ثلاثة اجزاء رئيسيه يتمثل الجزء الاول في تقديم موقع انجاز المشروع و خصائصه لتصميم المتغيرات

التي ستنتهي باختيار الاكثر الملائمة .بمجرد ان يختار المتغير نبدأ دراسة عناصر الهيكل ، بداء من السطح حيث نتحقق من قوة الخرسانة و الحديد ، ثم ننتهي مع الركائز (المركزية و الجانبية) حيث يتم تنفيذ دراسة استقرار الأسس

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

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraintes à trois travées qui porte un chemin national RN20 à deux voies et servant comme un passage qui va franchir oued SEYBOUSSE dans la commune de Medjaz Amar wilaya de Guelma.

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

Mots-clés : viaduc, poutre, la précontrainte, étude, conception.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a three-span precast pre-stressed concrete girder bridge holding a national path RN20 (dual carriageway) which cross OUEDD SEYBOUSSE in Medjaz Amar common , Guelma region .

We began our work by a bibliographic study on Hydrodynamic scour and his impact in structures then we moved on to a general design, from which we proposed three different variants that were pre-sized to choose the most suitable variant, and we opted for prefabricated post-tensioned concrete girder bridge ; for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the different loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, the Guyon-Massonnet method was used to have maximum shearing forces and bending moments to do a prestressing study, apron and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure

Key words: viaduct, beam, the prestressed, study, design.

Annotations

A	: coefficient d'accélération de zone sismique.
A_p	: section d'armature de précontrainte.
APD	: avant-projet détaillé.
APS	: avant-projet sommaire.
BAEL91	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.
B_j	: surface de la section (j).
BPEL91	: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
B_t	: surface de béton tendu.
CCP	: complément des charges permanentes.
CCTP	: cahier des clauses techniques particulières.
CP	: charges permanentes.
DTR	: document technique réglementaire.
e_d	: épaisseur de la dalle.
E_{ij}	: module de déformation instantanée au jour j .
E_p	: module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
EPO	: étude préliminaire d'ouvrage.
E_s	: module de déformation élastique.
f_{bc}	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
f_{bu}	: contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
f_{cj}	: résistance caractéristique du béton en compression au jour j .
f_{peg}	: limite d'élasticité garantie.
f_{prg}	: limite de rupture garantie.
f_{tj}	: résistance caractéristique du béton à la traction au jour j .
g	: accélération gravitationnelle.
G	: charge permanente.
h_p	: hauteur de la poutre.
I_0	: moment d'inertie propre.
I_G	: moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
L	: longueur totale de l'élément.
L_c	: longueur chargeable.
l_c	: largeur chargeable.
L_r	: longueur roulable.
l_r	: largeur roulable.
M_M	: moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
M_m	: moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
M_u	: moment ultime.
N	: nombre de poutres.

N_{bt}	: effort normal dans la partie du béton tendu.
RCPR	: règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA	: règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
S/Δ	: moment statique.
SETRA	: service d'étude technique des routes et autoroutes.
S_t	: espacement des armatures.
T_u	: effort tranchant ultime.
V	: distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.
V'	: distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.
VC	: voussoir courant.
VSP	: voussoir sur pile.
y_j	: position du centre de gravité par rapport à Δ .
β	: angle de la surface du remblai sur l'horizontal.
γ	: la masse volumique.
γ	: poids volumique des terres.
Δ	: axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.
σ_M	: contrainte moyenne de compression.
τ_u	: contrainte tangentielle dans le béton.
u	: effort tranchant maximum à l'état limite ultime.
Φ	: diamètre de la gaine de précontrainte.
φ	: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
v	: largeur d'une voie.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1.Types d'affouillement	8
Figure I.2.La balance de LANE (1955).....	9
Figure I.3.Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.....	10
Figure I.4. Pont dans une zone de contraction du cours d'eau	10
Figure I.5. Effondrement du pont routir à PK 0+710 RN6- Ain Sefra	15
Figure I.6.l'effondrement du pont enjambant Oued Barika	16
Figure II.1.Localisation de l'ouvrage.....	20
Figure II.2.Vue en plan	21
Figure II.3.Vue longitudinale de la portée	22
Figure II.4.Coupe transversale de la voie portée.....	22
Figure II.5.Carte du réseau hydro climatologique de la région du projet (Source : A.N.R.H)	24
Figure II.6.Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	24
Figure II.7.Etages bioclimatiques du Nord de l'Algérie (avec région d'étude).....	25
Figure III.1.Principe de la méthode de construction en encorbellement.	27
Figure III.2.Coupe longitudinale de la première variante.	28
Figure III.3.Notation des dimensions d'un voussoir.	28
Figure III.4.Coupe transversale du voussoir à la clef et sur pile.....	29
Figure III.5.Coupe longitudinale de la deuxième variante.	30
Figure III.6.Coupe transversale des profilés métalliques.....	31
Figure III.7.Coupe longitudinale de la troisième variante.....	32
Figure III.8.Les dimensions des différentes sections de poutres.....	33
Figure IV.1.Coupe longitudinale de la poutre.....	43
Figure IV.2.Coupe transversale du tablier.	45
Figure IV.3.Système de chargement Bc.....	46
Figure IV.4.Sous système de charges Br.....	47
Figure IV.5.Sous système de charges Bt.....	47
Figure IV.7.Convoi du système D240.....	48
Figure IV.8.Charge du poids propre sur la poutre.....	49
Figure IV.9.Coupe longitudinale de la poutre.....	50
Figure IV.10.Cas de la charge A	50
Figure IV.11.Disposition des charges du systèmes Bc.	51
Figure IV.12.Premier cas de la charge Bc.....	52
Figure IV.13.Deuxième cas de la charge Bc.....	52
Figure IV.14.Disposition du premier cas.	53
Figure IV.15.Disposition du deuxième cas.	54
Figure IV.16.Charges du sous-système	54
Figure IV.17.Charges du système Mc120.....	55
Figure IV.18.Charges du système D240.	55
Figure IV.19.Cas de la charge A(l).	56
Figure IV.20.Cas de surcharge Bc	57
Figure IV.21.Charges du système Mc120.....	58
Figure IV.22.Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane.	61
Figure IV.23.Lignes d'influence des poutres.....	63
Figure V.1. Disposition des câbles sur les deux sections.....	73
Figure V.2. Tracé des cables de précontrainte.	74
Figure VI.1.le diagramme de My maximale dans le sens transversal.....	82
Figure VI.2. Modèle du tablier en 3D	82
Figure VI.3.Ferraillage transversal de la dalle	83
Figure VI.4.Ferraillage longitudinal de l'hourdis	84

Figure VI.5.Flèches du tablier.....	86
Figure VII.1.Appareil d'appui en élastomère fretté.....	90
Figure VII.2.Ferraillage des dés d'appui.....	93
Figure VII.3.Joint de chaussée REJ100.....	94
Figure VII.4.Coupe transversale des équipements de tablier.....	94
Figure VIII.1.Coupe transversale de la pile.....	97
Figure VIII.2.Schéma statique du chevêtre.....	99
Figure VIII.3.Moments sollicitant le chevêtre.....	100
Figure VIII.4.Effort tranchant sollicitant le chevêtre.....	100
Figure VIII.5.Coupe transversale de la culée.....	104
Figure VIII.6.Schéma de la culée.....	104
Figure VIII.7.ferraillage de mur de garde grève.....	109
Figure VIII.8.Ferraillage de la dalle de transition.....	111
Figure VIII.9.Ferraillage de corbeau.....	112
Figure VIII.10.Ferraillage de mur frontal.....	114
Figure VIII.11.Ferraillage de mur en retour.....	117
Figure VIII.12.Disposition des pieux sous culée.....	118
Figure VIII.13.Ferraillage de la semelle (nappe supérieure).....	120
Figure VIII.14.ferraillage de la semelle (nappe inférieure).....	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1.Dimensionnement des différentes composantes du voussoir.	28
Tableau III.2.Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte.	30
Tableau III.3.dimensionnement du VIPP.	32
Tableau III.4.Devis estimatif de la première variante.	34
Tableau III.5.Devis estimatif de la deuxième variante.	34
Tableau III.6.Devis estimatif de la troisième variante.	35
Tableau IV.1.Caractéristiques mécaniques du béton.	37
Tableau IV.2.Contraintes admissibles à la compression du béton.	38
Tableau IV.3.Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	39
Tableau IV.4.Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about.	40
Tableau IV.5.Paramètres géométriques de la poutre à l'about.	40
Tableau IV.6.Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.	40
Tableau IV.7.Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.	40
Tableau IV.8.Moment d'inertie et le moment statique de la poutre médiane.	41
Tableau IV.9.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.	41
Tableau IV.10.Moment d'inertie et moment statique de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.	41
Tableau IV.11.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.	41
Tableau IV.12.Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi-travée.	42
Tableau IV.13.Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.	42
Tableau IV.14.Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.	42
Tableau IV.15.Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.	42
Tableau IV.16.Poids propre de la poutre.	43
Tableau IV.17.Compléments des charges permanentes.	44
Tableau IV.18.Système de charge A.	46
Tableau IV.19.Effort de freinage pour le système de charge A.	48
Tableau IV.20.Coefficients de majoration des différents systèmes de charges.	49
Tableau IV.21.Moments dus au poids propre.	50
Tableau IV.22.Les moments dus à la surcharge A.	51
Tableau IV.23.Moments dû à la surcharge sur trottoirs.	51
Tableau IV.24.Ordonnées du premier cas de la charge Bc.	52
Tableau IV.25.Moments fléchissant dus à la charge Bc selon le premier cas.	53
Tableau IV.26.Ordonnées y_i du premier cas.	53
Tableau IV.27.Ordonnées y_i du deuxième cas.	54
Tableau IV.28.Moments dus les charges de tandem.	54
Tableau IV.29.Moments dus à la surcharge Mc120.	55
Tableau IV.30.Moments dus à la charge D240.	56
Tableau IV.31.Efforts tranchants dus au poids propre.	56
Tableau IV.32.Efforts tranchants dus à la surcharge A(l).	56
Tableau IV.33.Effort tranchant dû à la surcharge sur les trottoirs.	57
Tableau IV.34.Les ordonnées y_i	57
Tableau IV.35.Efforts tranchants dus à Bc.	57
Tableau IV.36.Efforts tranchants dus à Bt.	58
Tableau IV.37.Efforts tranchants dus à la charge Mc120.	58

Tableau IV.38.Efforts tranchants dus à la charge D240.....	59
Tableau IV.39.Récapitulatif des moments fléchissant de charges (KN.m).	59
Tableau IV.40.Récapitulatif des efforts tranchant de charges (KN).	59
Tableau IV.41.Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés.....	62
Tableau IV.42.Coefficients longitudinaux de chaque poutre.....	63
Tableau IV.43.Valeurs de K_{moy} pour chaque poutre.....	64
Tableau IV.44.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 1 en (KN.m).	64
Tableau IV.45.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 2 en (KN.m).	65
Tableau IV.46.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 3 en (t.m).	65
Tableau IV.47.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 4 en (KN.m).	66
Tableau IV.48.Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELU.....	66
Tableau IV.49.Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELU.....	67
Tableau IV.50.Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELU.....	67
Tableau IV.51.Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELU.....	68
Tableau IV.52.Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELS.....	68
Tableau IV.53.Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELS.....	68
Tableau IV.54.Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELS.....	69
Tableau IV.55.Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELS.....	69
Tableau IV.56.Le moment fléchissant et l'effort tranchant max.	69
Tableau V.1.Vérification des contraintes totales.....	72
Tableau V.2. Paramètres des câbles.	74
Tableau V.3.Valeurs des pertes dues aux frottements en (MPa).	75
Tableau V.4.Pertes du au recul d'ancrage.	75
Tableau V.5.. Pertes du au raccourcissement instantané du béton.....	76
Tableau V.6.Pertes du au retrait du béton.	76
Tableau V.7.Pertes dues au fluage de béton.....	76
Tableau V.8.Pertes dues à la relaxation des aciers.....	77
Tableau V.9.Valeurs des pertes instantanées.	77
Tableau V.10.Valeurs des pertes différées.....	77
Tableau V.11.Pourcentage des pertes totales.	77
Tableau V.12.Vérification des contraintes normales.	78
Tableau V.13.Vérification des contraintes tangentielles.....	79
Tableau VI.1.Ferrailage transversal de l'hourdis.....	83
Tableau VI.2.Ferrailage longitudinal de l'hourdis.....	84
Tableau VIII.1.Paramètres de la pile.....	97
Tableau VIII.2.Effort verticaux sur la pile.....	98
Tableau VIII.3.Effort horizontaux sur la pile.....	98
Tableau VIII.4.Caractéristiques dynamiques.	98
Tableau VIII.5.Ferrailage longitudinal du chevetre.	100
Tableau VIII.6.Section d'armatures longitudinales de fût.	102
Tableau VIII.7.Ferrailage de la semelle.....	103
Tableau VIII.8.Ferrailage des pieux.....	104
Tableau VIII.9.Dimension de la culée.	104
Tableau VIII.10.Poids de la culée et terre.	106
Tableau VIII.11.Vérification de la stabilité en construction.	106
Tableau VIII.12.Vérification de la stabilité en service.	106
Tableau VIII.13.Effort intervenant dans la stabilité externe.....	107
Tableau VIII.14.Vérification de la stabilité externe.....	107
Tableau VIII.15.Valeurs de K_{ad} pour trois cas de séisme.	108
Tableau VIII.16.Calcul des poussées dans les trois cas de séisme.....	108

Tableau VIII.17.Efforts intervenant dans la stabilité externe.	109
Tableau VIII.18.Vérification de la stabilité externe en cas de séisme	109
Tableau VIII.19.Moments dû à une charge locale.	110
Tableau VIII.20.Sollicitation induite dans la dalle de transition.....	112
Tableau VIII.21.Efforts et moments agissants sur le mur frontal.	116
Tableau VIII.22.Valeurs des sollicitations	116
Tableau VIII.23.Valeurs des sollicitations à ELS.	116
Tableau VIII.24.Valeurs des sollicitations à ELU.	116
Tableau VIII.25.Récapitulatifs des efforts agissant sur la semelle.	121

Table des matières

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR IMPACT SUR LES OUVRAGES	6
I.1 Introduction	7
I.2 Le phénomène d'affouillement :.....	7
I.3 Types d'affouillements :.....	7
I.3.1 Affouillement générale :	7
I.3.2 L'affouillement localisé :.....	7
I.4 Paramètre conditionnant l'affouillement :	8
I.4.1 Propriété du sol :	8
I.4.2 Les courant d'eau et les crues :	9
I.4.3 La présence d'ouvrage :	10
I.4.4 La modification du lit de rivière :	10
I.5 Méthode d'évaluation de l'affouillement :	11
I.5.1 Evaluation in situ :	11
I.5.2 Evaluation in empirique :	11
I.6 Protection contre l'affouillement :.....	13
I.6.1 Tapis d'engrochements :	13
I.6.2 Protection par pilots (Petites piles placées à l'amont) :	14
I.6.3 Protection par avant-bec :	14
I.7 Quelques cas liés aux affouillements :	14
I.8 Recommandations pour la protection des ponts contre l'affouillement :	16
I.9 Conclusion.....	17
II. CHAPITRE II : PRESENTATION DE L' OUVRAGE	19
II.1 Introduction	20
II.2 Présentation du projet	20
II.2.1 Objectif du projet	20
II.2.2 Situation du projet	20
II.2.3 Caractéristiques de l'ouvrage.....	21
II.3 Recueil des données.....	21
II.3.1 Données fonctionnelles	21
II.3.2 Données naturelles	22
II.4 Conclusion.....	25
III. CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement.....	26
III.1 Introduction	27
III.2 Présentation et pré-dimensionnement des variantes.....	27
III.2.1 Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements	27

III.2.2	Variante2 : Pont mixte.....	30
III.2.3	Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP).....	32
III.3	Devis estimatif et quantitatif des trois variantes.....	34
III.4	Analyse des variantes	35
III.5	Conclusion.....	35
IV.	CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	36
IV.1	Introduction	37
IV.2	Caractéristiques des matériaux	37
IV.2.1	Béton	37
IV.2.2	Armatures	38
IV.2.3	Contraintes admissibles des bétons	38
IV.2.4	Contraintes limites de traction des aciers	39
IV.3	Caracteristiques géométriques de l'ouvrage.....	39
IV.3.1	Les lois de calcul	39
IV.3.2	Les résultats géométriques	39
IV.4	Evaluation des actions	42
IV.4.1	Evaluation des actions hors trafic.....	42
IV.4.2	Calcul des surcharges	44
IV.5	Evaluation des sollicitations longitudinales	49
IV.5.1	Calcul des moments longitudinaux	49
IV.5.2	Des efforts tranchants longitudinaux.....	56
IV.5.3	Récapitulation des résultats.....	59
IV.6	Répartition transversale des efforts	60
IV.6.1	Calcul du paramètre d'entretoisement θ	60
IV.6.2	Le paramètre de torsion α	61
IV.6.3	Détermination du coefficient longitudinal $K\alpha$	62
IV.6.4	Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne K_{amoy}	63
IV.6.5	Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre	64
IV.7	Conclusion	69
V.	CHAPITRE V : Etude de la précontrainte.....	70
V.1	Introduction	71
V.2	Dimensionnement de la précontrainte	71
V.2.1	Le nombre de câbles.....	71
V.2.2	Vérification des contraintes totales	71
V.2.3	Tracé des câbles	73
V.3	Calcul des pertes	75

V.3.1	Pertes instantanées.....	75
V.3.2	Pertes différées	76
V.3.3	Analyse des résultats	77
V.3.4	Vérification des contraintes normales	78
V.3.5	Vérification des contraintes tangentielles	78
V.4	Conclusion.....	79
VI.	CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations	81
VI.1	Introduction	82
VI.2	Etude de l'hourdis.....	82
VI.3	Calcul des déformations	85
VI.3.1	Calcul des flèches.....	85
VI.3.2	Calcul des rotations	86
VI.3.3	Calcul des déplacements d'appui.....	87
VI.4	Conclusion.....	87
VII.	CHAPITRE VII : Equipements du tablier	88
VII.1	Introduction	89
VII.2	Appareil d'appui	89
VII.2.1	Choix de l'appareil d'appui.....	89
VII.2.2	Dimensionnement de l'appareil d'appui	89
VII.3	Dés d'appui.....	92
VII.3.1	Dimensionnement des dés d'appui.....	92
VII.3.2	Ferraillage des dés d'appui.....	92
VII.4	Joint de chaussée	94
VII.4.1	Choix du joint de chaussée.....	94
VII.4.2	Calcul des déplacements	94
VII.4.3	Combinaison de calcul	94
VII.5	Autres équipements du tablier	95
VII.6	Conclusion.....	95
VIII.	CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure	96
VIII.1	Introduction.....	97
VIII.2	Etude de la pile.....	97
VIII.2.1	Conception de la pile.....	97
VIII.2.2	Evaluation des efforts sur la pile	97
VIII.2.3	Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008	98
VIII.2.4	Stabilité vis-à-vis le glissement.....	99
VIII.2.5	Etude de cheville à la torsion	101
VIII.2.6	Etude de fût	102

VIII.2.7 Etude des fondations	102
VIII.3 Etude de la culée	104
VIII.3.1 Choix du type de culée	104
VIII.3.2 Pré-dimensionnement de la culée.....	104
VIII.3.3 Stabilité de la culée	105
VIII.3.4 Ferrailage.....	109
VIII.4 Conclusion	126

INTRODUCTION GENERALE :

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

- D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle nature ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée ou canal, la voie portée peut être une voie routière, ferroviaire ou un passage piéton.
- L'étude d'un tel ouvrage nécessite plusieurs données comme : le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques.
- Une fois les données de l'ouvrage sont recueillies, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût.

- La conception d'un pont résulte d'une démarche comportant en général trois phases :
La phase d'étude préliminaire (EPO) : le bureau d'étude technique propose au maître de l'ouvrage plusieurs variantes du pont, le dossier est constitué de 2 parties qui sont les plans et les pièces écrites.

La phase d'avant-projet sommaire (APS) : l'étude est orientée par le bureau d'étude technique vers la variante convenable en fonction des données naturelles et une estimation économique, et surtout les exigences de maître d'ouvrage

La phase d'avant-projet détaillé (APD) : étude complète et détaillée de la solution retenue.

- Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude qui est : conception et étude d'un viaduc.
- En plus d'une introduction générale dans laquelle nous avons présenté l'intérêt de ce mémoire et une conclusion générale où nous avons résumé les résultats obtenus, notre mémoire est structuré en quatre parties :
 - La première partie est une recherche bibliographique sur les affouillements et leur impact sur les ouvrages
 - La deuxième partie est consacrée pour une présentation et conception de l'ouvrage.
 - L'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude du tablier représente la troisième partie.
 - La dernière partie traite l'infrastructure de l'ouvrage.

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

**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR
IMPACT SUR LES OUVRAGES**

I.1 Introduction

Lors de la conception d'ouvrages ou autres aménagements franchissant des cours d'eau, il serait intéressant de connaître la profondeur à laquelle se trouve le substratum. Il est souhaitable d'encaster les fondations dans ce dernier ou au minimum se fonder dessus. Dans ces cas, on ne craint pas que le fond de fouilles soit affouillé. Néanmoins, le substratum est dans la majorité des cas très profond et le critère de réalisation économique des ouvrages ne permet pas d'atteindre cette couche résistante. En effet, lorsque les ouvrages sont fondés sur les sols meubles, même de bonne portance, le risque d'affouillement autour et au-dessous des fondations demeure préoccupant, l'objet de notre recherche.

I.2 Le phénomène d'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. La grandeur de cette réduction en dessous du niveau initial du lit de la rivière est dite la profondeur d'affouillement.

Les sols constituant les lits de rivières sont généralement sédimentaires, l'écoulement de l'eau à une vitesse donnée sur ces sols entraîne un déplacement continu des sédiments soit par charriage ou par suspension (transport solide). La variation de la vitesse d'écoulement peut conduire à une augmentation du phénomène de transport et modifier aussi la morphologie du lit.

I.3 Types d'affouillements :

I.3.1 Affouillement générale :

Ce type d'affouillement traite les changements de l'altitude de lit de fleuve dus à des causes induites naturelles - humaines avec l'effet de causer un abaissement global du profil longitudinal du canal. Il se traduit par un changement du régime de fleuve ayant pour résultat la dégradation générale du niveau de lit. L'affouillement général se développe indépendamment de l'existence d'un pont. Il peut être divisé en dégradation à long et à court terme, où les deux types sont différenciés par le développement temporel. L'affouillement général à court-terme se produit en réponse à des inondations, tandis que l'affouillement général à long terme se développe sur une période sensiblement plus longue de temps, habituellement de l'ordre de plusieurs années, et inclut la dégradation progressive et l'érosion latérale des rives.

C'est la diminution générale de l'altitude du lit de la rivière. Il se produit indépendamment de l'existence du pont.

I.3.2 L'affouillement localisé :

Contrairement à l'affouillement général, l'affouillement localisé est directement attribuable à l'existence d'un pont ou d'autres structures riveraines. L'affouillement localisé peut être divisé en contraction et affouillement local.

I.3.2.1 L'affouillement de contraction :

Par convention un rétrécissement est dit local lorsque sa longueur n'excède pas la largeur du lit. Le "pincement" d'un lit entre les culées d'un pont rentre dans cette catégorie.

Ce type d'affouillement se produit en raison de la contraction d'un canal ou d'une voie d'eau, due soit aux moyens naturels ou intervention humaine de la plaine d'inondation. L'effet d'une telle contraction est une diminution de la section d'écoulement et une augmentation de la vitesse moyenne d'écoulement, qui cause par conséquent une augmentation des forces érosives exercées sur le lit du canal, l'effet global de ce phénomène est l'abaissement du lit de canal. Un pont sur un cours d'eau est un exemple de l'affouillement de contraction.

Dans un canal normal où à un croisement de pont, qui comporte le déplacement des matériaux du lit où le domaine d'écoulement est réduit par une contraction normale du canal ou par un pont.

I.3.2.1 L'affouillement local :

Il comporte le déplacement du matériau du lit autour d'une structure située dans l'eau. C'est le résultat des changements de champ d'écoulement dus à la présence d'un obstacle. Il est provoqué par l'écoulement turbulent tridimensionnel autour des piles et des culées de pont, par une accélération des vortex d'écoulement résultant de l'obstruction du chemin d'écoulement. Il est caractérisé par la formation des trous d'affouillement autour de la base du pont.

Chaque culée, formant une sorte d'obstruction dans le lit de la rivière, crée un obstacle à l'écoulement. Il se forme un ensemble tourbillonnaire responsable de la création d'une fosse d'affouillement de forme approximativement conique et située en amont au droit de l'arête verticale de la culée.

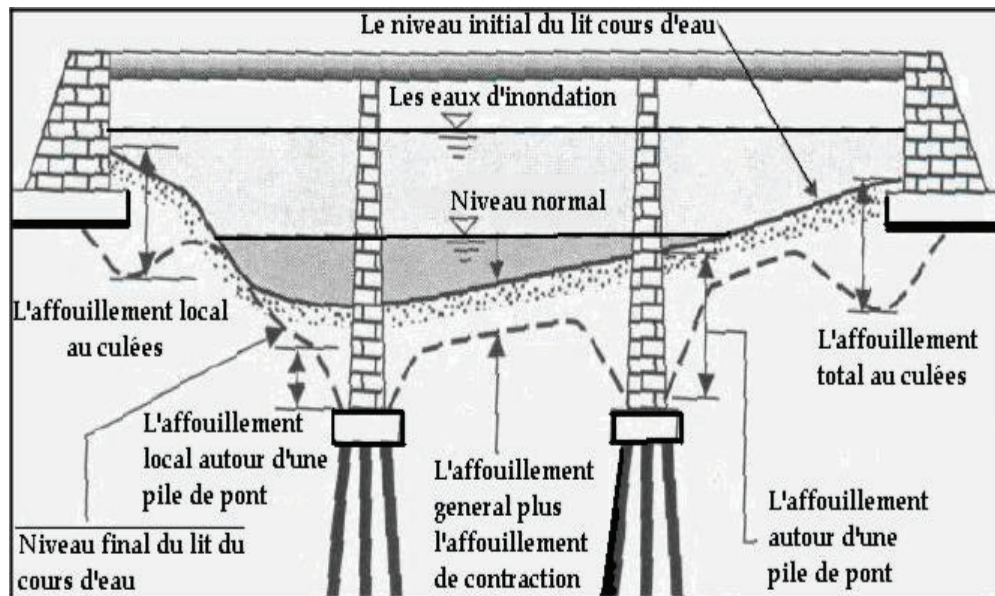


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte

I.4 Paramètre conditionnant l'affouillement :

I.4.1 Propriété du sol :

Le transport solide dépend directement de la granulométrie du sol et sa compacité. La faible compacité favorise l'arrachement des grains, et les plus petits sont aussi faciles et rapidement

transportés contrairement aux gros granulats qui nécessitent un débit plus important pour être transportés.

L'affouillement est ainsi plus important pour les sols fins, non cohésifs et de granulométrie serrée.

On peut en rajouter à cela, la forme des grains qui, dans le cas de transport solide par charriage, joue un rôle assez important puisque les grains à forme plus en moins arrondis sont aisément charriés contrairement aux grains à formes irrégulières.

I.4.2 Les courants d'eau et les crues :

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide ou d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide.

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit de rivière est figuré par la balance de Lane .

La balance de Lane démontre que l'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et d'autre part, le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou du diamètre des grains.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continue de la morphologie du cours d'eau.

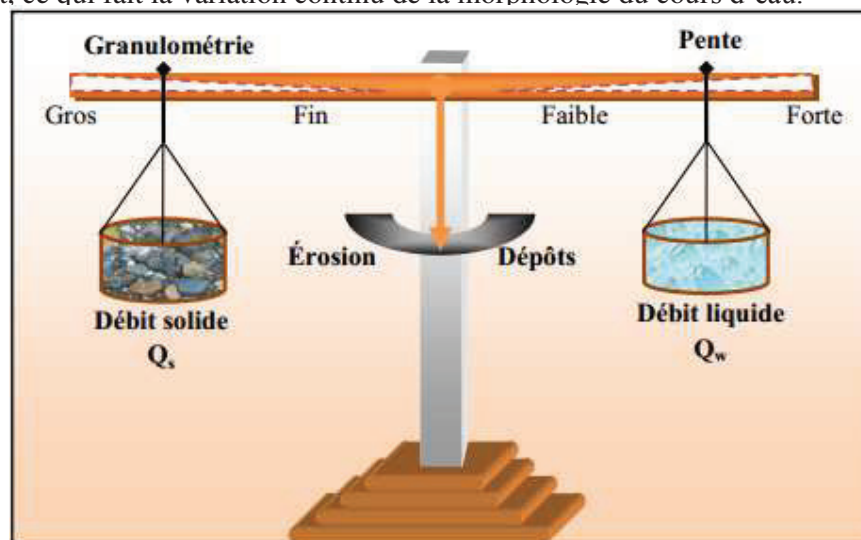


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2.La balance de LANE (1955)

I.4.3 La présence de l'ouvrage

I.4.3.1 Les sillages et les vortex

Les piles d'un ouvrage engendrent elle-même des tourbillons qui font arracher les grains de sol autour des piles de ponts, ce qui produit l'affouillement local et accentue son risque. Ce phénomène dépend fortement aussi de la forme, la disposition et la section de la pile franche

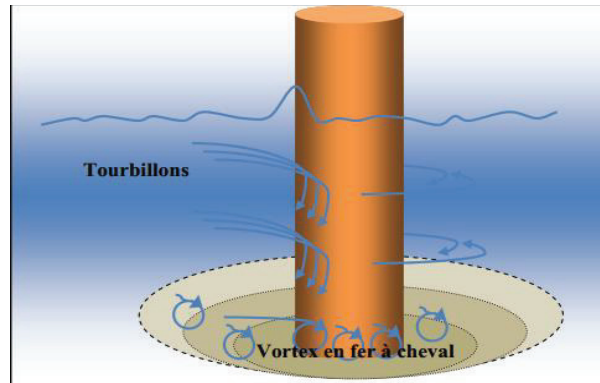


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3. Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex

I.4.3.1 La contraction :

un pont peut être construit dans une zone naturelle ou artificielle de réduction de la section du cours d'eau, cette réduction peut être encore résultante de la structure de l'ouvrage lui-même. Ce fait, augmente éventuellement la vitesse d'eau et sa puissance de transport solide auprès du pont, ce qui se concrétise par un surcreusement local du lit.

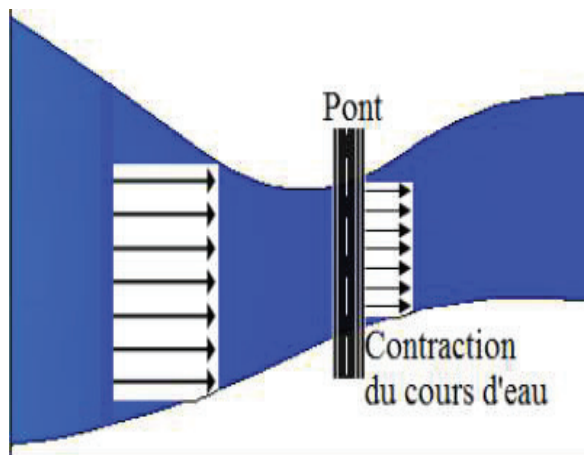


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..4. Pont dans une zone de contraction du cours d'eau

I.4.4 La modification du lit de rivière :

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau, notamment l'extraction illicite et inattentive de sables et alluvions depuis le lit génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, mais aussi la modification de la pente du lit

qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général. Par conséquent, les constructions et les aménagements, particulièrement les ponts subissent des dégradations et des dommages hâtivement.

I.5 Méthode d'évaluation de l'affouillement :

La profondeur d'affouillement est déterminée soit pour les ponts déjà existants pour les reconforter ou pour les nouvelles constructions pour les protéger ; on propose ci-après quelques méthodes.

I.5.1 Evaluation in situ :

Les essais pressiométriques peuvent donner une idée sur la profondeur de sol suspect d'affouillement général tout en lisant la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol ($\frac{E_m}{P_l}$)

Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossier qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues.

Le laboratoire régional des ponts et Chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle. Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puits de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente. Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouilli et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre du puits, ce qui nous donne la profondeur d'affouillement.

I.5.2 Evaluation in empirique

Ces méthodes sont issues des expériences sur des modèles réduits ou à partir des synthèses d'études sur des ouvrages existants.

I.5.2.1 L'équation Van Tuu,1981 : $H = H_G + H_C + H_L$

I.5.2.1.1 Profondeur d'affouillement générale : $H_G = D_0 - \frac{S_m}{B_m}$

S_m : section moulée (m²) correspondant au plus hautes eaux

B_m : largeur du lit mineur (m)

$D_0 = 0.48Q_0^{0.36}$ (Hayni et Simons) pour $d_{90} < 6 \text{ mm}$

$D_0 = 0.249Q_0^{-0.8} \times d_{90}^{-0.12} \times B_m^{-0.8}$ (Kellerhalls 67) pour $d_{90} > 6 \text{ mm}$

Q_0 : débit (maximal) du projet (m³/s)

D_{90} : dimension des grains (m)

I.5.2.1.2 Profondeur de contraction (Laursen, 1963):

$$H_C = D_0 \left[\left(\frac{0.027V^2}{D_0^{1/3}} \times \frac{d_{50SURF}^{1/3}}{D_{50HC}^{1/3}} \right)^{3/7} \left(\frac{B_{Am}}{B_0} \right)^{6/7} - 1 \right]$$

Avec

D_0 : Profondeur maximale de l'affouillement (m)

V : vitesse moyenne de l'eau à l'amont de l'oued. (m/s),

D_{50SURF} : dimensions des mailles de tamis carré laissant passer 50% en poids de l'échantillon prélevé à la surface du lit de l'oued au droit de franchissement, (m)

D_{50HC} : dimension des mailles de tamis carré laissant passer 50% en poids de l'échantillon prélevé au droit de franchissement à la profondeur H_c , (m) ;

B_{Am} : Largeur au miroir du lit mineur de l'oued à l'amont du pont correspondant à la crue du projet (m) ;

B_0 : largeur de la surface libre sous le pont, est prise à B longueur du pont si la débouché linéaire est inférieure à la largeur B_M du lit mineur de l'oued (m).

I.5.2.1.3 Profondeur d'affouillement local H_L :

- Pour une pile cylindrique en eaux claires (Shen et al., 1969) $H_L = 0.277(V \times D)^{0.619}$ (m)

D : Largeur de la pile (m).

- Pile sous effet des eaux chargées de sédiments:(Breusers,1965 et Van Tuu, 1981) : $H_L = 1.4P$

P: la largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement (m)



Pour une pile cylindrique de diamètre D ou pour une pile à section rectangulaire

allongée de largeur D : $H_L = 2D$

Pour une section rectangulaire de largeur D : $H_L = 2.6D$

- Pour l'affouillement local au pied d'une culée :(Laraïchi et Vigoureux, 1972, Nicollet, 1982)

$$H_L = 0.73 \frac{\left(\frac{Q_0}{B}\right)^2}{3} \frac{D_m^{-1}}{6} - Y_0$$

Avec

B : distance entre les deux culées (m)

D_m : Diamètre moyen des sédiments (m)

Y_0 : Hauteur de l'eau avant affouillement (PHE). (m)

I.5.2.2 HEC-RAS Hydraulic Reference Manual Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (Richardson et Davis, 1995):

$$y_s = 2K_1K_2K_3K_4a^{0.65}Y^{0.35}F_r^{0.43}$$

Avec :

Y_s : la profondeur maximale de l'affouillement au niveau de la pile de pont (m)

K_1 : le facteur de correction de forme de la pile de pont

K_2 : le facteur de correction de l'angle d'attaque de l'écoulement sur la pile

K_3 : le facteur de correction de la forme du lit

K_4 : le facteur de correction du pavage

a: la largeur de la pile

y: la profondeur de l'écoulement directement à l'amont de la pile

F_r : le nombre de Froude directement en amont de la pile

K_1 : le facteur de correction de forme de la pile de pont

Forme du nez de la pile	K_1
Carré	1,1
Rond	1,0
Cylindre circulaire	1,0
Groupe de cylindres	1,0
Nez tranchant	0,9

K_2 : le facteur de correction de l'angle d'attaque de l'écoulement sur la pile

$$:K_2 = (\cos \theta + \left(\frac{L}{D}\right) \sin \theta)^{0.65}$$

Angle d'attaque	Rapport longueur de la pile à sa largeur		
	L/D = 4	L/D = 8	L/D = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

K₃ : le facteur de correction de la forme du lit

Condition du lit	Hauteur des dunes, m	K ₃
Aucun, aff à eau claire	---	1,1
Lit plat et anti-dune	---	1,1
Petites dunes	3 > H > 0,6	1,1
Dunes moyennes	9 > H > 3	1,1 à 1,2
Dunes larges	H > 9	1,3

K₄: facteur de correction du pavage $K_4 = 0.4V_R^{0.15}$

$$V_{i50} = 0.645 \frac{d_{50}^{0.053}}{a} V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 \frac{d_{95}^{0.053}}{a} V_{c95}$$

V_R : Ratio de vitesse tel que

$$V_R = \frac{V - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}}$$

$$V_{c50} = K_u \frac{y^1 d_{50}^1}{6 \cdot 3}$$

$$V_{c95} = K_u \frac{y^1 d_{95}^1}{6 \cdot 3}$$

V : la vitesse moyenne sur une section transversale juste en amont de la pile (m.s⁻¹)

V_{i50} : vitesse d'approche requise pour initier l'affouillement au niveau de la pile pour des grains de taille d₅₀ (m.s⁻¹)

V_{i95} : vitesse d'approche requise pour initier l'affouillement au niveau de la pile pour des grains de taille d₉₅ (m.s⁻¹)

V_{c50} : vitesse critique pour des grains de taille d₅₀ avec K_u = 6,19

V_{c95} : vitesse critique pour des grains de taille d₉₅ avec K_u = 6,19

I.6 Protection contre l'affouillement :

Les principaux dispositifs de protection expérimentés sont :

I.6.1 Tapis d'engrochements :

C'est la méthode la plus simple, la moins chère et la plus utilisée. Elle est assez efficace. En plus de son caractère préventif, la méthode d'engrochement présente un caractère curatif. Sa mise en œuvre est assez facile. Il est recommandé à veiller sur deux précautions :

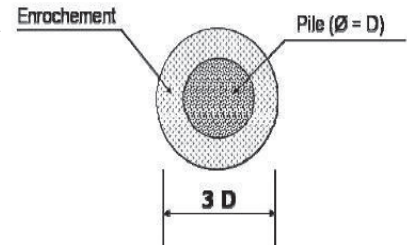
Employer un filtre pour éviter l'enfoncement des blocs dans le lit.

Ne pas avoir des blocs créant une obstruction importante à l'écoulement.

Les dimensions à prévoir sont les dimensions en plan et l'épaisseur du tapis ainsi que l'épaisseur moyenne des blocs d'engrochements.

En plan : $3D$, où D est le diamètre de la pile

Epaisseur : L'épaisseur de l'engrochement $E_E = \text{Sup} (D, 3\Delta)$



Où Δ est le diamètre moyen des blocs d'engrochements en (m)

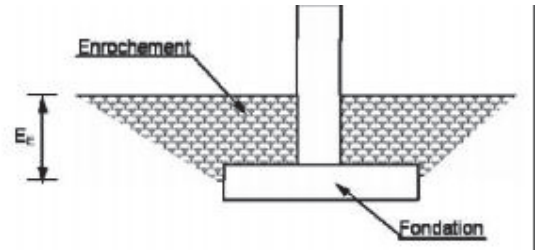
$$\Delta = 0.142 \frac{Q^2}{L_0^2 H^2 \delta_B - \delta}$$

Q : est le débit hydrologique maximum L_0 : La distance entre les culées ;

H : Plus Haute Eaux (PHE)

δ : Poids volumique de l'eau.

δ_B : Poids volumique des blocs d'engrochements



I.6.2 Protection par pilots (Petites piles placées à l'amont) :

Structures additionnelles placées en amont des piles afin de briser le courant incident et par là d'affaiblir le tourbillon générateur de l'érosion.

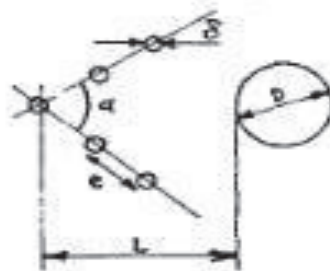
n : nombre des pilots

D : diamètre des pilots

e : espacement des pilots

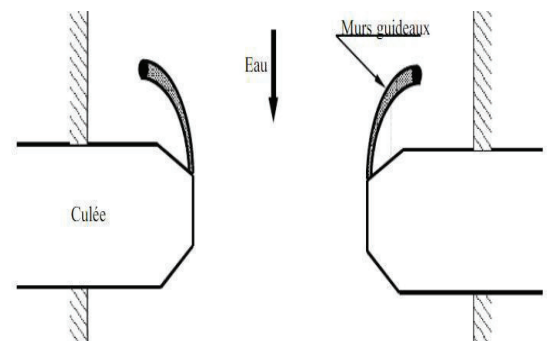
L : distance entre pile et le dernier pilot

α : angle d'ouverture des pilots



I.6.3 Protection par avant-bec :

L'avant bec permet de diminuer la vitesse de l'eau et trancher les flots d'eau aux alentours d'une pile, employé souvent dans les anciens ouvrages et notamment pour les ponts en maçonnerie. Pour la protection des culées peut se faire également par engrochement. Mais, on peut utiliser aussi des murs guideaux



I.7 Quelques cas liés aux affouillements :

En Algérie, bien que ce phénomène a emporté des dizaines d'ouvrages, il n'existe toujours pas de statistiques officielles. Le phénomène est tellement répandu que des constats sont parfois désolants à l'instar de l'incident du pont routier sur RN6 (Ain Sefra) où l'on constate l'enfoncement de l'une des piles du pont après affouillement du sol d'assise (photo ci-dessous).

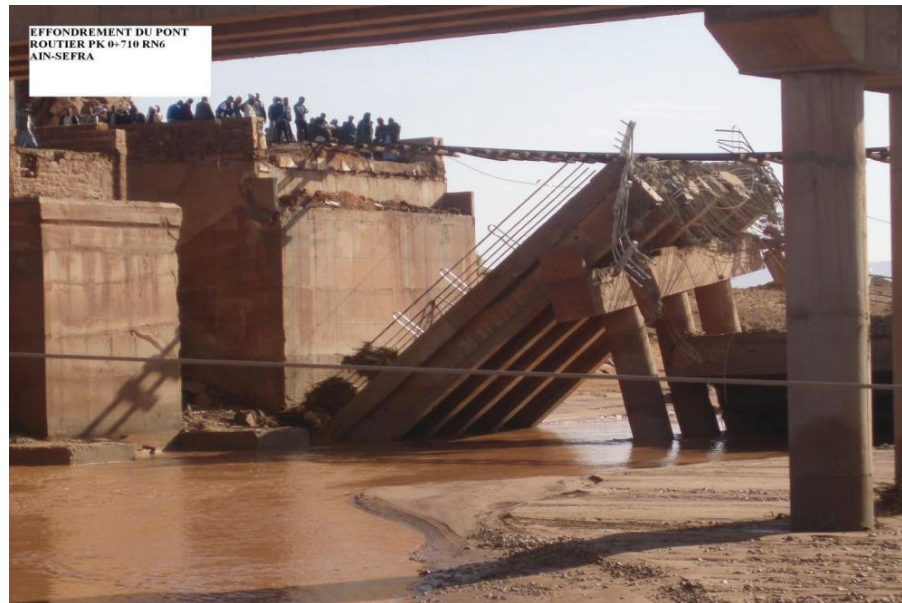


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5.
Effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 Ain Sefra

Un autre exemple sur l'impact de l'affouillement sur les ouvrages hydrauliques en Algérie est celui du pont enjambant Oued Barika. Il s'agit d'un ouvrage de 60m d'ouverture sous forme de cadre permettant à la route nationale RN78 de traverser l'oued à 10Km, à l'amont de cette ville. L'ouvrage a été réalisé en 1980, il est fondé sur un radier général en béton armé posé au fil d'eau.



Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..6.l'effondrement du pont enjambant Oued Barika

En 20ans de service, la subdivision des travaux publics à noté (3) crues qui sont passées au dessus de la dalle, dont la dernière en 1998 pour un débit de 1000m³/s qui a ruiné l'ouvrage

I.8 Recommandations pour la protection des ponts contre l'affouillement :

- Il est proposé : (Springer, et al., 2003) (Harrigan, 1999)
- L'installation et le suivie des dispositifs de surveillance d'affouillement.
- Concevoir le pont de sorte qu'il évite tous risques de débordements d'eau.
- Arranger le pont au maximum pour qu'il ne présente pas de contraction pour l'écoulement.
- Construire les fondations du pont le plus profondément possible de sorte qu'elles ne soient pas atteintes par l'affouillement et pour éviter des mesures de protection supplémentaires
- Dans les cas ou le pont est suspect d'affouillement, il convient de prévoir une protection par enrochement, injection, drainage autour des piles et auprès des culées et renforcer les fondations.
- Conforter les ponts souffrant d'affouillement, et construire des ponts de secours si nécessaire.

I.9 Conclusion

L'action hydrodynamique de l'eau est finalement énormément puissante qu'elle provoque de larges fouilles sous les ponts. L'affouillement présente donc un incontestable danger qu'on peut même considérer comme première cause de l'instabilité et la fragilité des ponts franchissant les cours d'eau.

C'est un phénomène encore peu maîtrisé très complexe dépendant de multiples paramètres hydrauliques, géologiques et géotechniques, d'où la difficulté de son étude aussi bien que son estimation.

Toutefois il est primordial de bien concevoir et protéger les nouvelles constructions pour répondre aux désordres et aussi bien surveiller et conforter les anciens ponts endommagés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Guemou, B et Bentorki, S. 2012. Modélisation de l’Affouillement autour des piles de ponts. The first International Conférence of Civil Engineering ICCE’.
- [2] GUEMOU Bouabdallah : Etude et modélisation de l’affouillement autour des piles de pont, thèse de doctorat- Université Aboubakr Belgaid-Tlemcen-Faculté de technologie, 2016.
- [3] Calgaro, Jean-Armand. 2000. *Projet et construction des ponts*. s.l. : Presse de l’école nationale ds Ponts et Chaussées
- [4] CIRIA, CUR et CETMF. 2009. *Guide Enrochement*. s.l. : CETMF, Conpiègne.
- [5] IDRISOU Akila, *Prise en compte d’affouillement dans le dimensionnement des piles de pont surpieux*, Mémoire de Master- Université Abderrahman Mira Bejaia- Faculté de Technologie.
- [6]Mr RAHMANI Douadi, cours d’aménagement hydraulique ,école national supérieur des travaux publics
- [7] Calgaro J.A. et Virlogeux M., *Projet et Construction des Ponts: Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages Courants*, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 37-52,1991
- [8] Chabert et Engeldinger, *Etude des affouillements autour des piles des ponts*, Laboratoire Nationale d’Hydraulique, Chatou, 1956.
- [9] Müller G., Mach R. et Kauppert K., *Relevé des Affouillements au Droit des Piles de Pont par Projection Moiré*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 39, N°5, 2001. (en Anglais).
- [10]actes du colloque international, les risque en génie civile, Institut supérieur des études technologique des SFAX-département génie civile et l’association d’innovation et de technologies (AIT)

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L' OUVRAGE

I.1 Introduction

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes fonctionnelles ; qui assurent le bon fonctionnement du pont ; et des contraintes naturelles ; qui influent l'ouvrage et sa conception. Ces contraintes seront présentées dans ce chapitre.

I.2 Présentation du projet

Le tracé principale de cette ouvrage étudié traverse du NORD vers le SUD ,fait appartient à la vallée de l'oued SEYBOUSSE ,dont les altitudes varient généralement 100 m et 300 m et qui augmentent successivement, pour présenter un relief peu accentué.

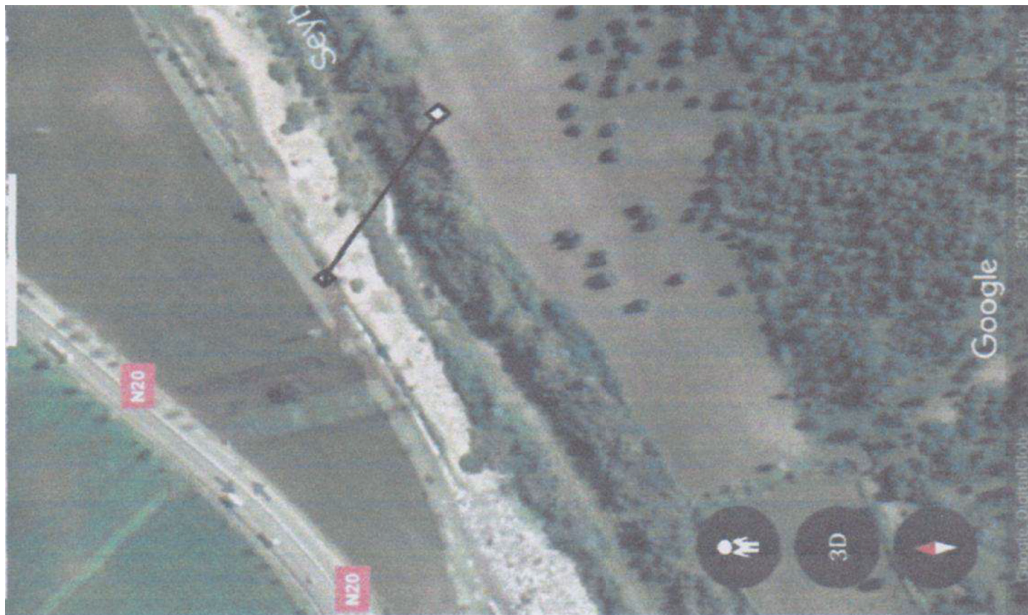


Figure II.1.Localisation de l'ouvrage

I.2.1 Objectif du projet

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de dedoublement de la RN20 entre OUED ZENATI et MEDJEZ AMAR sur 30 km .

I.2.2 Situation du projet

L'ouvrage se situe dans la commune de MEDJEZ AMAR wilaya de GUELMA au PK 02+785.5

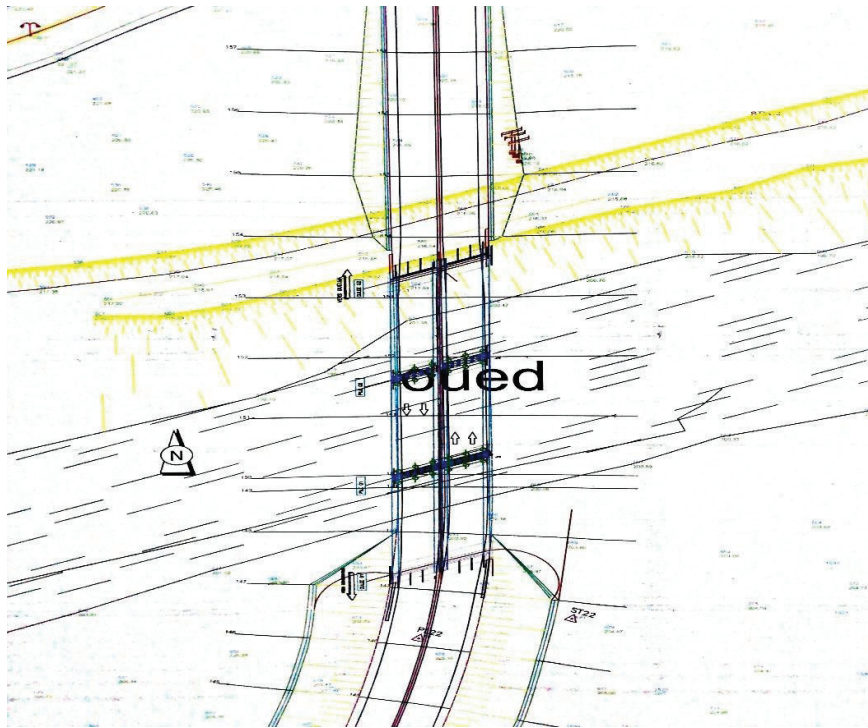


Figure II.2. Vue en plan

I.2.3 Caractéristiques de l'ouvrage

Le tracé routier de l'autoroute a fixé les caractéristiques de l'ouvrage comme suit :

- Pont sens MEDJEZ AMAR vers OUED ZENATI ○
Longueur : 115.5 m du PK 02+670 au PK 02+785.5 ○
Largeur du tablier : 11.80 m
- Pont sens OUED ZENATI vers MEDJEZ AMAR ○
Longueur : 115.5 m du PK 02+785.5 au PK 02+670 ○
Largeur du tablier : 11.80 m

I.3 Recueil des données

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

I.3.1 Données fonctionnelles

I.3.1.1 Tracé en plan

L'ouvrage en plan a une longueur totale de 129 mètres, du PK 02+670 jusqu'à PK 02+785.5

Le pont biais à un angle de 124 grades.

I.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 3%.

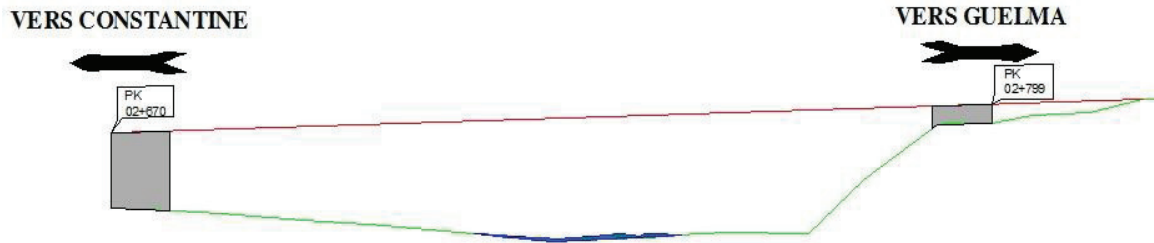


Figure II.1. Vue longitudinale de la

I.3.1.1 Profil en travers

Le profil en travers de la chaussée est défini par : -

- Deux trottoirs de (1.60+ 0.60) m.

- Chaussée de 2 voies de circulation et une bande d'arrêt d'urgence le total est égal à 10m . -
- une pente transversale de 2.5% .

Alors la largeur totale de l'ouvrage est de 23.60 m, donc 11.80 par sens.

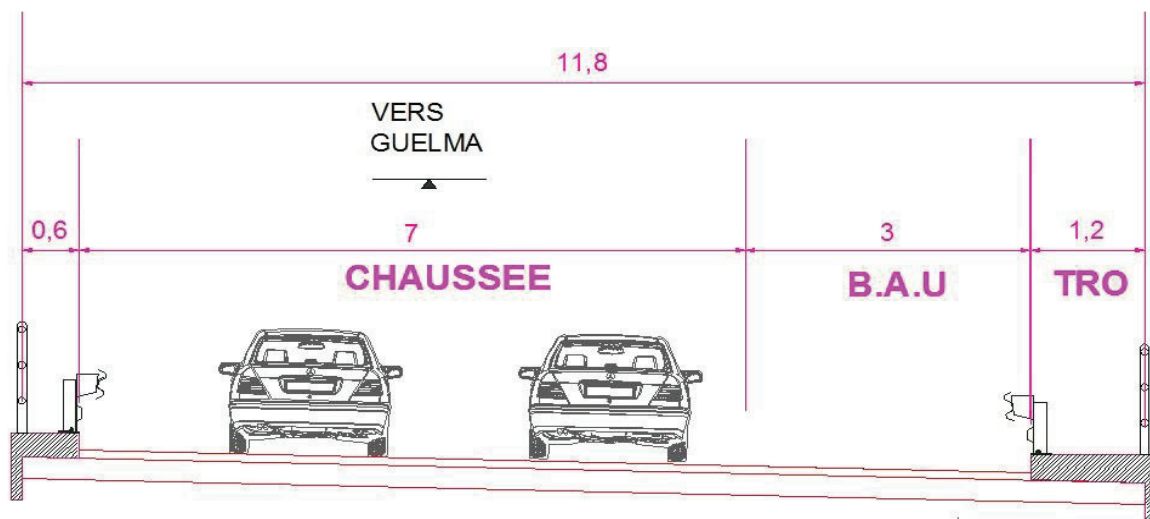


Figure II.2. Coupe transversale de la voie portée

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Données géologiques

Le site occupe l'angle SUD-EST feuille de HAMMAM MAESKHOUTINE N°53 et l'angle NORD-EST de la feuille de OUED ZENATI, correspond à la dépression mio-pliocène de GUELMA empruntés par la vallée de l'oued SEYBOUSSE, favorisant ainsi l'accumulation des sédiments du miocène supérieur, formé par les alluvions et les marno-calcaires, les

principaux formation de cette partie sont l'argile et grès du numidien, marno-calcaire et du quaternaire.(pour plus de détails voir Annexe A.1).

I.3.2.2 Données géotechniques

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Les sols du projet ont été reconnus par deux types d'essais :

I.3.2.2.1 Essais in-situ

Quatre (04) sondages carottés (SC) à des profondeurs variables entre 20.00 m et 30.00 m positionnés et jumelés avec des sondages pressiométriques (SP) à 20.00 m de profondeur, avec prélèvement des échantillons intacts destinés pour les essais de laboratoire (Voir Annexe A.2 pour les résultats).

La coupe lithologique montre une terre végétale d'une épaisseur très importante allant jusqu'à 6.00 m d'épaisseur, une couche importante des alluvions de vallée composée de différents galets à diamètre important enroulés dans une matrice sableuse et parfois c'est pratiquement des galets et à la base de ces formations on remarque une assise des bancs de marno-calcaire fissuré et parfois en état sain. (Coupe lithologique sur Annexe A.3).

Type des fondations choisies sont des fondations profondes sur pieux type forés ayant un diamètre de 1.00 m ancrées à des profondeurs entre -9 m et -13 m, dans les couches marno-calcaire et marnes schisteuses .

La charge nominale varie entre 343 et 582 tonnes.

Vu la présence d'une nappe phréatique lors de la réalisation des sondages carottés du côté SP 02 et SP 03 à un niveau de 6.00 m il y a lieu de prévoir un système de drainage périphérique afin de collecter les eaux souterraines détectées lors de la réalisation des sondages ainsi que les eaux superficielles.

I.3.2.2.2 Essais de laboratoire

Plusieurs essais chimiques et mécaniques ont été exécutés pour déterminer les caractéristiques du sol.

Les résultats montrent que nous sommes en présence des sols fins, argiles très plastiques à des limons très plastiques, très denses, avec des teneurs en eau naturelles faibles variant entre 1.53% et 6.98%, ayant des indices de plasticité de l'ordre de 34% à 35%.

Les indices de consistance (I_c) calculés sont compris entre 1.93 et 1.99, et un coefficient d'activité qui varie de 0.87 à 1.17 avec des degrés de saturation entre 35% et 98%.

Les teneurs en carbonates (CaCO_3) varient de 13% à 65% ce qui caractérise des argiles marneuses gypseuses et des marnes.

I.3.2.3 Données hydrauliques

La détermination de la superficie du bassin versant drainée par un cours d'eau à un site particulier est une opération préliminaire essentielle à toute étude pour établir les dimensions minimales d'une structure au point de vue hydraulique.

Oued Seybouse : Il prend sa source à Medjez Amar (point de rencontre entre Oued Charef et Oued Bouhamdane). Il traverse la plaine Guelma - Bouchegouf sur plus de 45 Km du Sud au Nord.

Le pont se situe dans une bassin versant de surface 2595.60 km² avec un périmètre de 319.83 km , de pente importante 14.05 % , d'indice de compacité (Kc) 1.758 et un temps de concentration de 18.693 h

Pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de franchissement du tracé de la pénétrante, il est évident de définir la crue de projet, Le choix de la période de récurrence de cette crue est fait en considération de l'équilibre du coût d'investissement et le risque des dommages encourus quand les ouvrages sont soit surdimensionnés ou sous dimensionnés. A cet égard, on se propose de retenir la période de récurrence 100 ans pour la conception des ponts , et pour cela avec un débit de 2892.455 m³/s et avec un lit majeur de 5 m on choisit la hauteur de l'ouvrage

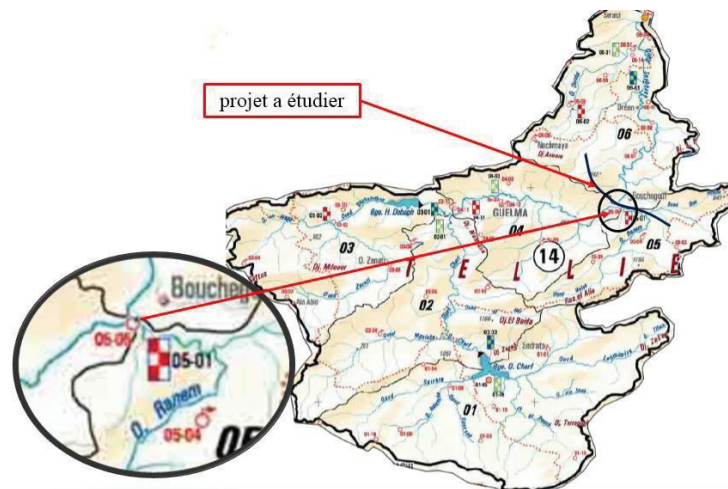


Figure .II. 5. Carte du réseau hydro climatologique de la région du projet (Source : A.N.R.H)

I.3.2.1 Sismicité du site

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie.

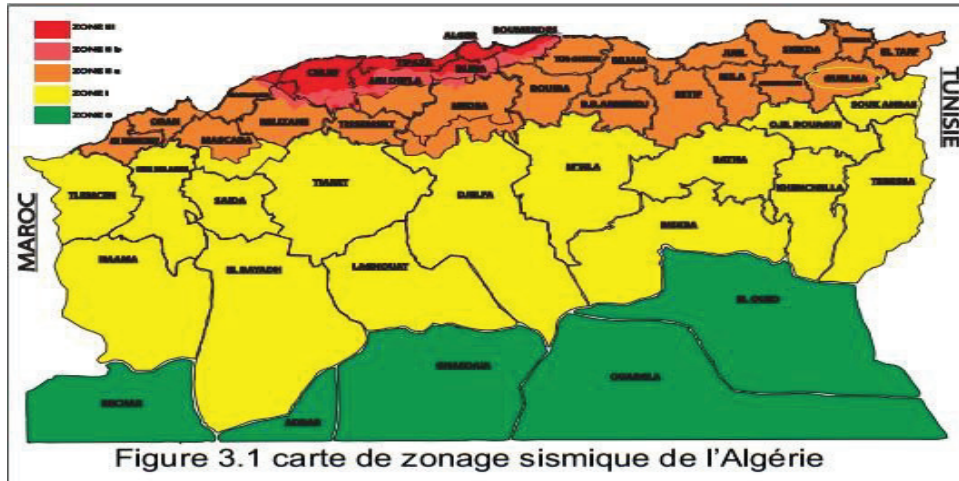


Figure II.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie

Selon (RPOA 2008) l'ouvrage est implanté dans une zone de sismicité moyenne « II-a » Il est classé en groupe de pont « 02 » avec un coefficient d'accélération « A=0.20 »

I.3.2.1 Situation climatologie

Le territoire de la Wilaya de Guelma se caractérise par un climat subhumide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été dû au facteur de l'altitude de la wilaya (Figure II. 7).

La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° C en été est en moyenne de 17,3° C.

La pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au Sud jusqu' à près de 1000 mm/an au Nord.

Près de 57 % de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre –Mai).

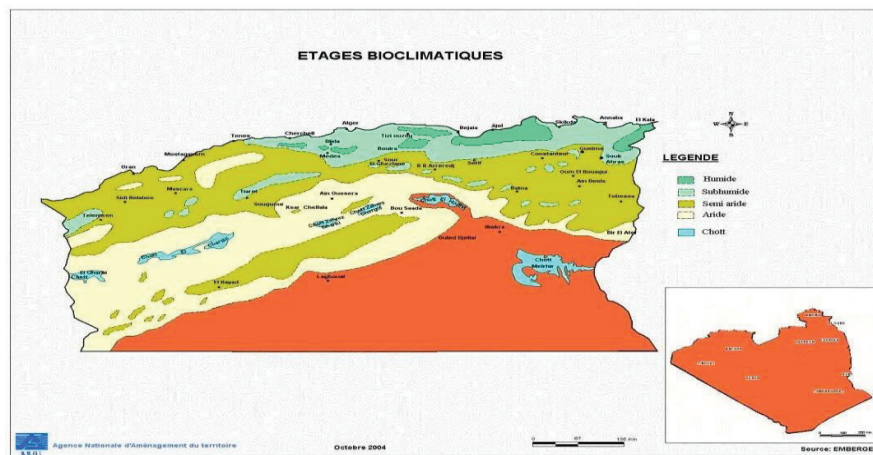


Figure II.7. Etages bioclimatiques du Nord de l'Algérie (avec région d'étude)

I.4 Conclusion

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

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

I.1 Introduction

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

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

I.2 Présentation et pré-dimensionnement des variantes

Dans ce travail, on va faire trois variantes :

- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont mixte.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint.

I.2.1 Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs

I.2.1.1 Présentation sommaire de la technique

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

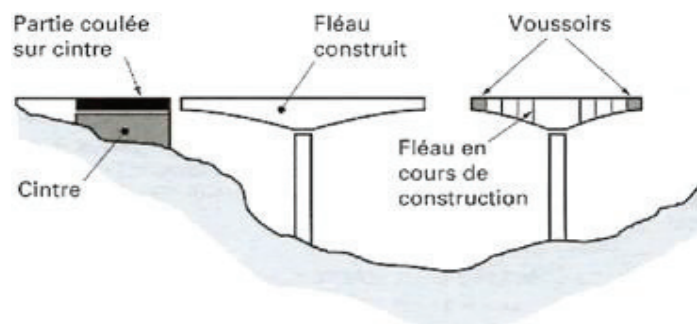


Figure III.1.Principe de la méthode de construction en encorbellement.

I.2.1.2 Pré-dimensionnement de la variante

I.2.1.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux travées principales dont les travées ont une longueur de 54 m (Voir annexe B pour plus de détails).

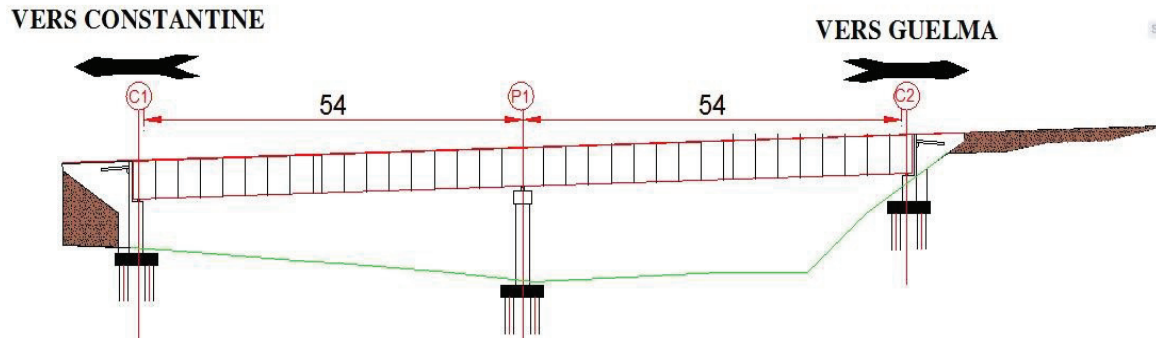


Figure III.2.Coupe longitudinale de la première variante.

On a un tablier de largeur de 11.80 m qui est inférieure à 20 m , donc le meilleur type est le voussoir constitué par un caisson à deux âmes (Fig. III.3).

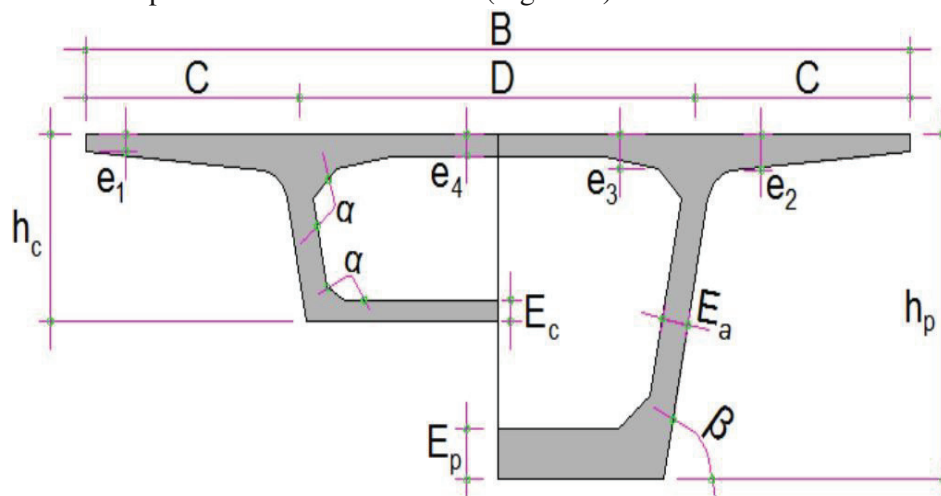


Figure III.3.Notation des dimensions d'un voussoir.

Le **tableau III.1** présente les valeurs des dimensions du voussoir en se basant sur le guide technique SETRA.

Tableau III.1.Dimensionnement des différentes composantes du voussoir.

Élément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile h_p		$\frac{l}{25} \leq h_p \leq \frac{l}{20}$	2.5m
Hauteur de voussoir à la clef h_c		$\frac{l}{25} \leq h_c \leq \frac{l}{20}$	2.5m
Largeur de voussoir B		B	11.80m
Entre axe des âmes	C	$\frac{B}{4}$	3m
	D	$B - 2C$	5.80m
Épaisseur du hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 0.18m$	0.20m
	e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	0.40m

	e_3	$e_3 > e_2 - 0.1 e_3$ $> 1.5 e_4$	0.40m
	e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	0.20m
Inclinaison de l'âme β		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20%
Epaisseur des âmes E_a		$0.26 + \frac{l}{500}$	0.40m
Epaisseur du hourdis inférieur sur pile E_p		$0.35m E_p \leq 0.8m$	0.5m
Epaisseur du hourdis inférieur à la clef E_c		$E_c \geq 0.18m$	0.2m
Gousset supérieur α_{sup}		$30^\circ < \alpha_{sup} < 50^\circ$	45°
Gousset inférieur α_{inf}		$40^\circ < \alpha_{inf} < 45^\circ$	45°

On a donc les dimensions suivantes :

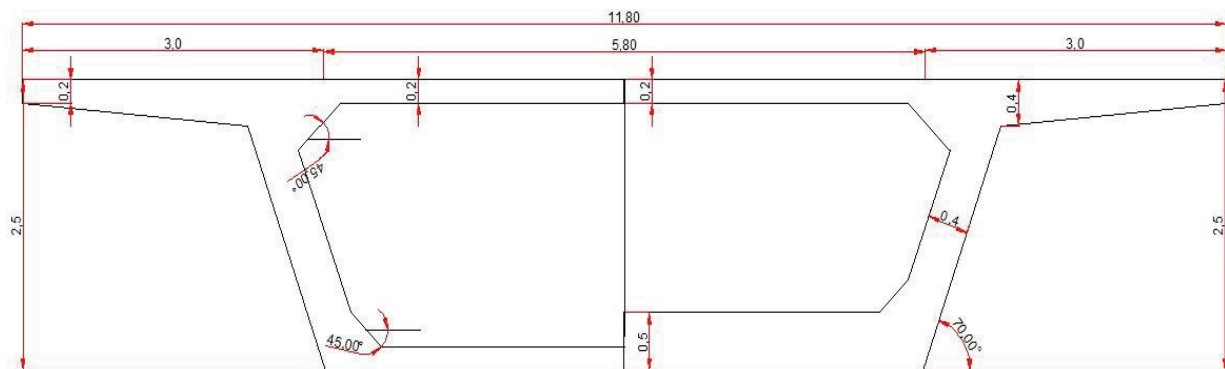


Figure III.4. Coupe transversale du voussoir à la clef et sur pile

On a pris une longueur du voussoir courant est de 3.2m donc on a 8 voussoirs courants, 1 voussoir sur pile de 6m de longueur et voussoir de clavage 1.30m de longueur.

I.2.1.3 Avantages et inconvénients

I.2.1.3.1 Les avantages

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

I.2.1.3.2 Les inconvénients

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages.

- La réalisation et l'entretien demandent des mains d'ouvres très qualifiés.
- Ce pont demande des opérations d'entretiens très difficiles et couteuses.
- est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.

I.2.1.4 Projection de cette variante sur notre site

I.2.2 Variante2 : Pont mixte

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

I.2.2.1 Conception générale

I.2.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte de composé de deux travées identiques de 57 mètres de longueur et 2 culées , ce qui implique une longueur totale de pont de 114 m (Pour plus de détails voir annexe B).



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

I.2.2.1.2 Conception transversale

On a un tablier de largeur de 11.80m et une longueur de 114 mètres, le tableau III.2 présente les valeurs des dimensions du pont en se basant sur le guide technique SETRA pont mixte acier-béton 2009.

Tableau III 2.Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement d	$1.5 \leq d \leq 0.55l_{\text{tablier}}$	6m
Nombre de poutres N	$\frac{l_{\text{tablier}}}{d} + 1$	3 poutres
La hauteur de la poutre h_p	$\leq \frac{L_{\text{travée}} h_p}{25}$	2m
Epaisseur de l'âme des poutres sur la pile	$8\text{mm} \leq t_w \leq 14\text{mm}$	10mm
Epaisseur de l'âme des poutres sur l'appui	$t_w \leq 20\text{mm}$	20mm

Largeur de la semelle supérieure en travée l_s	$0.2m \leq b_s \leq 0.5m$	0.4m
Epaisseur de la semelle supérieure en travée t_s	$12mm \leq t_s \leq 40mm$	30mm
Largeur de la semelle inférieure en travée l_s	$0.3m \leq b_s \leq 0.6m$	0.5m
Epaisseur de la semelle inférieure en travée t_s	$20mm \leq t_s \leq 40mm$	30mm
Largeur de la semelle supérieure sur l'appui l_s	$0.4m \leq b_s \leq 0.7m$	0.7m
Epaisseur de la semelle supérieure sur l'appui t_s	$20mm \leq t_s \leq 40mm$	30mm
Largeur de la semelle inférieure sur l'appui l_s	$0.6m \leq b_s \leq 1m$	0.9m
Epaisseur de la semelle inférieure sur l'appui t_s	$30mm \leq t_s \leq 60mm$	40mm
L'épaisseur de la dalle e_D	$20cm \leq e_D \leq 24cm$	20cm

La figure III.6 présente les pièces en acier de la deuxième variante.

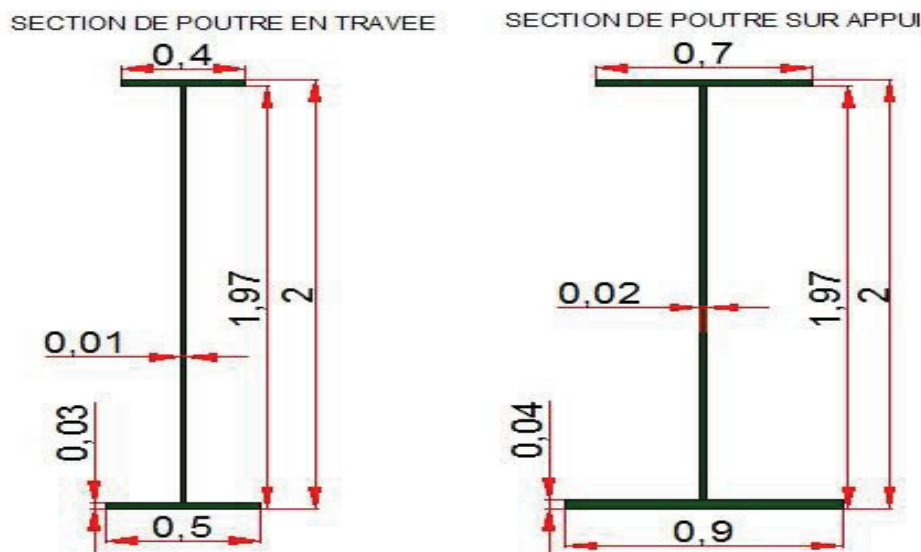


Figure III.6. Coupe transversale des profilés métalliques.

I.2.2.2 Avantages et inconvénients

I.2.2.2.1 Avantages

- La possibilité de franchir des grandes portées de 30 à 100m.
- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines .
- La rapidité d'exécution globale.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

I.2.2.2.2 Inconvénients

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages .

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

I.2.2.3 Projection de cette variante sur notre site

- Cet ouvrage nécessite un entretien continu contre la corrosion spécialement dans la présence (environnement très agressif).

I.2.3 Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres.

I.2.3.1 Pré-dimensionnement de la variante

I.2.3.1.1 Conception longitudinale

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 3 travées de longueur totale de 115m (pour plus de détail voir annexe B).



Figure III.7.Coupe longitudinale de la troisième variante.

I.2.3.1.1 Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]. On a un tablier de largeur de 11.80m et une longueur de 115.5 mètres, le tableau II.3 présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau III 3.dimensionnement du VIPP.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espaceur λ	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	1.527m
Entraxe des poutres de rives	L_a	10.69m
Nombre de poutres N	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Hauteur totale du tablier H_t	$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{16}$	2.15m
Epaisseur de la dalle e_d	$20cm \leq e_d \leq 30cm$	25cm

Hauteur de la poutre H_p	$H_p = H_t - e_d$	1.9m
Largeur de la table de compression b	b	1.15m
Epaisseur de la table de compression e_c	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	15cm
Largeur du talon L_t	$40cm \leq L_t \leq 50cm$	60cm
Epaisseur du talon E_t	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	25cm
Epaisseur de l'âme en travée b_0	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	25cm
Gousset du talon à l'appui	α	0°
Gousset du talon en travée	$\alpha = 45^\circ; e_3 = 0.175m$	
Gousset du talon à l'intermédiaire	$\alpha = 57.38^\circ; e_3 = 0.25m$	
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 5.71^\circ; e_1 = 0.024m$	
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha_1 = 5.71^\circ; e_1 = 0.028m \alpha_2 = 45^\circ; e_2 = 0.175m$	
Gousset de la table de compression à l'intermédiaire	$\alpha_1 = 5.71^\circ; e_1 = 0.028m \alpha_2 = 45^\circ; e_2 = 0.088m$	

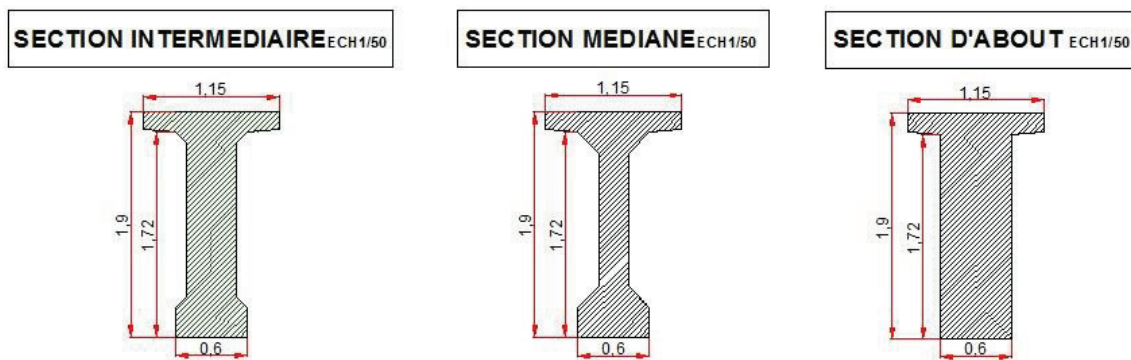


Figure III.8. Les dimensions des différentes sections de poutres.

I.2.3.2 Avantages et inconvénients

I.2.3.2.1 Avantages

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

I.2.3.2.2 Inconvénients

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

I.2.3.3 Commentaire

Ce pont est le meilleur économiquement, il ne nécessite pas une main d'œuvre spéciale, ainsi que le coût d'entretien de ce type d'ouvrage est inférieur à celle des variantes précédentes.

I.3 Devis estimatif et quantitatif des trois variantes**Tableau III.4. Devis estimatif de la première variante.**

Variante 1 : Pont construit par encorbellement successifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	2103.85	20 000.00	42 077 000.00
Aciers				
Acier actif	t	52.60	450 000.00	23 670 000.00
Acier passif	t	525.96	150 000.00	78 894 000.00
			Coût final du tablier (DA)	144 641 000.00

Tableau III 5. Devis estimatif de la deuxième variante.

Variante 2 : Pont mixte				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	1244.65	20 000.00	24 893 000.00
Aciers				
Acier PRS	t	1540	400 000.00	616 000 000.00
Acier passif	t	224.03	150 000.00	33 604 500.00
			Coût final du tablier (DA)	674 497 500.00

Tableau III.6. Devis estimatif de la troisième variante.

Variante 3 : VIPP				
-------------------	--	--	--	--

Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	1517.82	20 000.00	30 356 400.00
Aciers				
Acier actif	t	20.61	450 000.00	9 274 500.00
Acier passif	t	75.86	150 000.00	11 379 000.00
			Coût final du tablier (DA)	51 009 900.00

I.4 Analyse des variantes

Notre pont est situé dans un oued , donc la solution d'un pont à poutre en béton précontraint est plus avantageuse que les deux autres variantes, car dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on aura un risque de glissement et tassement lors de placement des matériels d'exécution, et pour le cas d'un pont mixte l'environnement humide et salée provoque la corrosion qui nécessite un entretien tout au long de la durée de service.

Le fait que l'une des piles intermédiaires des deux variantes 1 et 2 est implantée au milieu de l'oued Seybouse ce qui va modifier le régime des écoulements de l'oued surtout en cas de forte crue (risques d'affouillements par l'effet de la sédimentation ou l'érosion qui peut mettre en péril la stabilité du pont par déchaussement de ses fondations), nous avons retenu la variante 3 : VIPP

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

I.5 Conclusion

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

CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les différents charges et surcharges du règlement de conception ; tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR et RPOA2008 ; pour vérifier le dimensionnement et assurer son fonctionnement tout sa période de service. On va déterminer les principales actions applicables au pont, tels que les actions hors trafic, les actions dues au trafic et les actions accidentelles.

I.2 Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

I.2.1 Béton

On a plusieurs types de béton utilisés dans le viaduc, le tableau ci-dessous récapitule les différentes caractéristiques du béton tel que la loi utilisée pour déterminer la résistance à la traction f_{tj} est :

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

(IV.1)

Et le module de déformation longitudinale pour le béton E_i est défini par les règles B.A.E.L suivantes :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

(IV.2)

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

(IV.3)

Tant que l'équation (IV.2) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (IV.3) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

Tableau IV.1. Caractéristiques mécaniques du béton.

		RN30	RN35	RN27
La densité du béton armée $\rho_{\text{béton}}$		25 KN/m ³		
Résistance en compression f_{c28}		30MPa	35MPa	27MPa
Résistance à la traction f_{t28}		2.4MPa	2.7MPa	2.22MPa
Module de déformation E	Instantanée	34179.6MPa	35981.7MPa	33000MPa
	Longue durée	11496.8MPa	12102.9MPa	11000MPa
Emplacement d'utilisation		Les pieux	L'hourdis et les poutre	La pile, le chevêtre et les culées

I.2.2 Armatures

I.2.2.1 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500 tant que la limite d'élasticité f_e est de $500MPa$ et le module de la déformation élastique E_s est égal à $200GPa$.

I.2.2.2 Armatures de précontraintes

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Concernant notre ouvrage, on utilise des câbles 12T15S.

- Unité de précontrainte : 12 torons
- Poids de 1T15S
- Section de 12T15S : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.
- Résistance ultime : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190GPa$
- Section droite à un toron : $A_s = 150\text{mm}^2$
- Diamètre des gaines : $\Phi = 80\text{mm}$

I.2.3 Contraintes admissibles des bétons

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{IV.4})$$

Tant que $\theta = 1$ pour une durée d'application des combinaisons d'action supérieure à 24heures . Et la loi des contraintes admissibles à la compression du béton pour l'état limite de service est définie par :

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{IV.5})$$

Le tableau (IV.2) résume les résultats obtenus lors de l'application des lois précédentes.

Tableau IV.2. Contraintes admissibles à la compression du béton

Etat	Contrainte limite		RN30	RN35	RN27	Remarque : La valeur de γ_b change selon la situation :
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1.5$	$17MPa$	$19.83MPa$	$15.3MPa$	
		$\gamma_b = 1.15$	$22.17MPa$	$25.87MPa$	$19.96MPa$	
ELS	f_{bc}		$18MPa$	$21MPa$	$16.2MPa$	$\gamma_b = (1.5 \text{ situation}$

dura

I.2.4 Contrainte limites de traction des aciers

Le tableau ci-dessous présente les différentes contraintes de traction selon la fissuration.

Tableau IV.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite	RN30	RN35	RN27
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	Durable : $\gamma_s = 1.15$		
		500MPa		
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left(0.5 \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$	Transitoire : $\gamma_s = 1$		
		250MPa	250MPa	250MPa
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left(0.4 \times f_e; 88 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$	200MPa	200MPa	200MPa

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La détermination des caractéristiques géométriques consiste sur le calcul des moments statiques et les moments quadratiques des poutres sur les trois sections différentes (fig III.7) et tablier.

I.3.1 Les lois de calcul

- Le moment statique est défini par la relation :

$$\frac{S}{\Delta} = \frac{B}{Z} \quad (IV.6)$$

Tel que B est la surface de la section et Z est la distance entre le centre de gravité de la section et l'axe Δ .

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre inférieure V' , est donnée par :

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} \quad (IV.7)$$

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre supérieure V , est définie par :

$$V = h_t - y_G \quad (IV.8)$$

- Le moment d'inertie propre I_0 , est défini selon la forme géométrique par :

$$\left(\frac{bh^3}{12}; \text{pour un rectangle } \frac{bh^3}{36}; \text{pour les triangle}\right) \quad (IV.9)$$

- Le moment d'inertie par rapport à son centre de gravité I_G , égale à :

$$I_G = I/\Delta_{brute} - (B \times V^2) \quad (IV.10)$$

I.3.2 Les résultats géométriques Les

sections en détail dans l'annexe C.1.

I.3.2.1 Poutre à l'about

On a devisé la section de béton en trois sections comme présenté dans la figure IV.1.

L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about.

	b (cm)	H (cm)	N ^o	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
S ₁	60	190	1	11400	95	1083000	34295000	137180000
S ₂	28	15	2	840	182.5	153300	7875	27985125
S ₃	28	3	2	168	174	29232	21	5086389

On a aussi :

$$B_{nette} = 0.95 \times B_{brute} \quad (IV.11)$$

$$S/\Delta_{nette} = 0.95 \times S/\Delta_{brute}$$

(IV.12)

$$I/\Delta_{nette} = 0.9 I/\Delta_{brute}$$

(IV.13)

Tableau IV.5. Paramètres géométriques de la poutre à l'about.

B _{tot brute} (cm ²)	12408	B _{tot nette} (cm ²)	11787.6
S/Δ _{tot brute} (cm ³)	1265532	S/Δ _{tot nette} (cm ³)	1202255.4
I/Δ _{tot brute} (cm ⁴)	170251514	I/Δ _{tot nette} (cm ⁴)	153226362.6
V(cm)	102	V(cm)	88
I _G (cm ⁴)	40600000	I _{G nette} (cm ⁴)	36540000

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on a :

Tableau IV.6. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

	b (cm)	H (cm)	N ^o	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
Poutre			1	12408		1265532		170251514
Hourdis	152	25	1	3800	202.5	769500	197916.6	156021667
Poutre+hourdis				16208		2035032		326273181

Donc :

Tableau IV.7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

$V(cm)$	129.25	$V(cm)$	85.75
$I_G(cm^4)$	70500000	$I_G\ nette(cm^4)$	63450000

I.3.2.2 Poutre intermédiaire

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.8 et IV.9.

Tableau IV.8.Moment d'inertie et le moment statique de la poutre médiane.

	b (cm)	H (cm)	N°	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ (cm ³)	$I_0(cm^4)$	$I/\Delta(cm^4)$
S1	43	190	1	8170	95	776150	24578083	98312333
S2	9	18	2	162	181	29322	4374	5311656
S3	27	15	2	405	182.5	73912.5	7593.75	13496625
S4	28	3	2	42	174	7308	21	1271613
S5	9	9	2	40.5	169	6844.5	182.25	1156902.8
S6	9	9	2	40.5	28	1134	182.25	31934.25
S7	9	25	2	225	12.5	2812.5	11718.75	46875

Donc les caractéristiques géométriques sont :

Tableau IV.9.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.

$B_{tot}\ brute(cm^2)$	9085	$B_{tot}\ nette(cm^2)$	8630.75
$S/\Delta_{tot}\ brute(cm^3)$	897483.5	$S/\Delta_{tot}\ nette(cm^3)$	852609.325
$I/\Delta_{tot}\ brute(cm^4)$	119627939.3	$I/\Delta_{tot}\ nette(cm^4)$	107665145
$V'(cm)$	98.8	$V(cm)$	91.2
$I_G(cm^4)$	3550000	$I_G\ nette(cm^4)$	3195000

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on trouve :

Tableau IV.10.Moment d'inertie et moment statique de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.

	b (cm)	H (cm)	N°	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ (cm ³)	$I_0(cm^4)$	$I/\Delta(cm^4)$
Poutre			1	9085		897483.5		119627939
Hourdis	152	25	1	3800	202.5	769500	197916.667	156021667
Poutre+hourdis				12885		1666983.5		275649606

Donc :

Tableau IV.11.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.

V' (cm)	98.8	V(cm)	91.2
I _G (cm ⁴)	10870000	I _G nette(cm ⁴)	9783000

I.3.2.3 Poutre médiane

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.12 et IV.13.

Tableau IV.12.Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi-travée.

	b (cm)	H (cm)	N ^o	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
S1	25	190	1	4750	95	451250	14289583	57158333
S2	18	18	2	324	181	58644	8748	10623312
S3	27	15	2	405	182.5	73912.5	7593.75	13496625
S4	27	3	2	40.5	174	7047	20.25	1226198.3
S5	18	18	2	162	163	26406	2916	4307094
S6	18	18	2	162	34	5508	2916	190188
S7	18	25	2	450	12.5	5625	23437.5	93750

Tableau IV.13..Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

B(tot)brute(cm ²)	6293.5	B(tot)nette(cm ²)	5978.825
S/Δ(tot)brute (cm ³)	628392.5	S/Δ(tot)nette (cm ³)	596972.875
I/Δ(tot)brute (cm ⁴)	87095500. 58	I/Δ(tot)nette (cm ⁴)	78385950.5
V'(cm)	99.8	V(cm)	91.2
I _G (cm ⁴)	2930000	I _G nette(cm ⁴)	2637000

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on trouve :

Tableau IV.14.Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.

	b (cm)	H (cm)	N ^o	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
Poutre			1	6293.5		628392.5		87095500. 6
Hourdis	152	25	1	3800	202.5	769500	197916.6 67	15602166 7
Poutre+Hourdis				10093. 5		1397892. 5		24311716 7

Tableau IV.15.Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.

V'(cm)	99.8	V(cm)	91.2
I _G (cm ⁴)	10240000	I _G nette (cm ⁴)	9216000

I.4 Evaluation des actions

I.4.1 Evaluation des actions hors trafic

I.4.1.1 Calcul des charges permanentes (CP)

I.4.1.1.1 Eléments poutres

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour étudier les poutres, on a divisé la poutre à 5 sections tant que le poids de la poutre est égal à :

$$P_{poutre} = 2 \times \sum_{i=0}^{i=5} P_i \quad (IV.14) - \text{Le tableau suivant}$$

présente le poids de chaque section, le poids total de la poutre, et le poids par mètre linéaire (Voir annexe C.2 pour plus de détails).

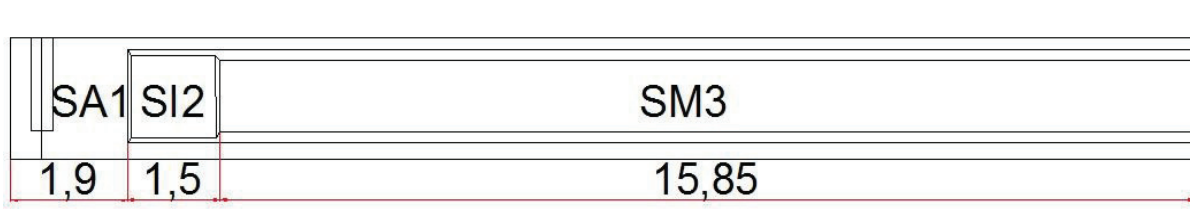


Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre.

Tableau IV.16. Poids propre de la poutre.

Section de la poutre	S1	S2	S3
Surface (m ²)	1.2301	0.9872	0.7753
L _i (m)	1.9	1.5	15.85
Poids (KN)	58.43	37.02	307.21
Poids total		805.32	
Charge de chaque poutre (KN/ml)		20.92	
Poids total /ml		167.36	

I.4.1.1.1 Elément tablier

Pour calculer le poids par mètre linéaire du tablier, on utilise la relation suivante :

$$P_t = \gamma_b \times e_d \times l_t \times 1 \quad (IV.15)$$

$$P_t = 25 \times 0.25 \times 11.80 \times 1 = 73.75 \text{ KN/ml}$$

On a donc les charges permanentes égales à :

$$- \quad CP = P_{propre} + P_t = 241.11 \text{ KN/ml}$$

I.4.1.2 Calcul des compléments des charges permanentes (CCP)

Les compléments des charges permanentes sont l'ensemble des charges du revêtement, des trottoirs, des corniches, des gardes corps et des glissières de sécurité. Le tableau (IV.17) présente les résultats de CCP.

Tableau IV.17. Compléments des charges permanentes.

Elément	Densité	Poids linéaire
Corniche		4.5
Trottoirs	25	12.94
Revêtement du tablier	24	19.2
Glissière de sécurité et Garde-corps		2

Alors $CCP = 38.67 \text{ KN/ml}$

Donc les charges permanentes G égalent à la somme des CCP et CP.

$$G = CP + CCP = 283.87 \text{ t/m}$$

I.4.1.3 Action thermique

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

I.4.2 Calcul des surcharges

I.4.2.1 Les systèmes de charge

Le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routières type $A(l)$, le système des charges routières type $B(B_c, B_t, B_r)$, le système de charge militaire M_c120 et les convois exceptionnels $D240$.

I.4.2.2 Largeur roulable, largeur chargeable, nombres de voies, largeur d'une voie et la classe du pont

Lors de calcul ces systèmes de charges plusieurs paramètres ; tel que la largeur roulable et chargeable ; sont utilisés :

I.4.2.2.1 Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de bordures. Dans notre cas la largeur roulable l_r est égale à 10m (Fig. IV.2).

I.4.2.2.2 Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant les deux bandes de $0,50 \text{ m}$ chacun (Fig. IV.2).

$$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 9\text{m} \quad (\text{IV.16})$$

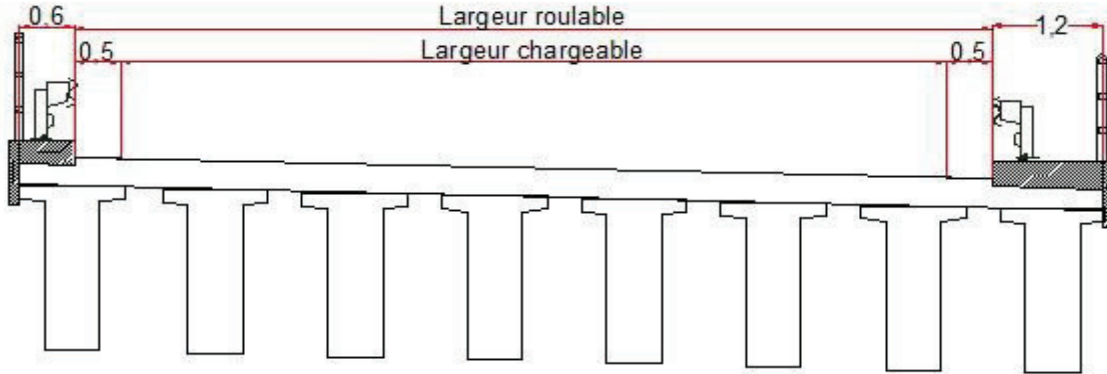


Figure IV.2. Coupe transversale du tablier.

I.4.2.2.1 Classe de pont :

La classe de pont est en fonction de la largeur roulable. Le cas de cette étude a une largeur roulable de 10m qui est supérieure à 7m donc le pont est de la 1^{ère} classe (Voir annexe C.3).

I.4.2.3 Système de charges A

Ce système se compose d'une charge répartie $A(l)$ tant que la longueur chargeable L_c égale à 38.5m, le nombre de voies n égale à 3 et la charge du système A est définie par :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L+12} \quad (IV.17)$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{36}{38.5+12} = 9.43 \text{ KN}$$

$$A_1 = \max(\alpha_1 \times A(l); 0.4 - 0.0002l) \quad (IV.18)$$

La valeur de a_1 peut être distinguée en fonction de de la classe de pont (Voir annexe C.4 pour plus de détails). On a un pont de la 1^{ère} classe avec 3 voies.

$$A_2(l) = \alpha_1 \alpha_2 \times A(l) = \alpha_2 \times A_1(l) \quad (IV.19)$$

tant que :

$$\alpha_2 = \frac{v_0}{v} \quad (IV.20)$$

On a un pont de la première classe donc $v_0 = 3.5m$ et v qui représente la longueur d'une voie = 3m (Voir annexe C.5).

Ce qui implique que :

$$\alpha_2 = \frac{3.5}{3} = 1.17$$

Donc :

Tableau IV.18. Système de charge A.

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)xa ₁ x a ₂	L _v (m)	A(l) (kN/m l)
					(kN/m ²)		
1	38.5	9.43	1	1.17	11.00	3.00	33.00
2	38.5	9.43	1	1.17	11.00	6.00	66.00
3	38.5	9.43	0.9	1.17	9.90	9.00	89.10

I.4.2.4 Système de charges B

Le système de charges B comprend trois sous-systèmes :

- Sous système B_c : ce compose de camions types (300 KN).
- Sous système B_t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (80 KN)

I.4.2.4.1 Sous système de charges B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c. (Pour plus de détails voir annexe C.6).

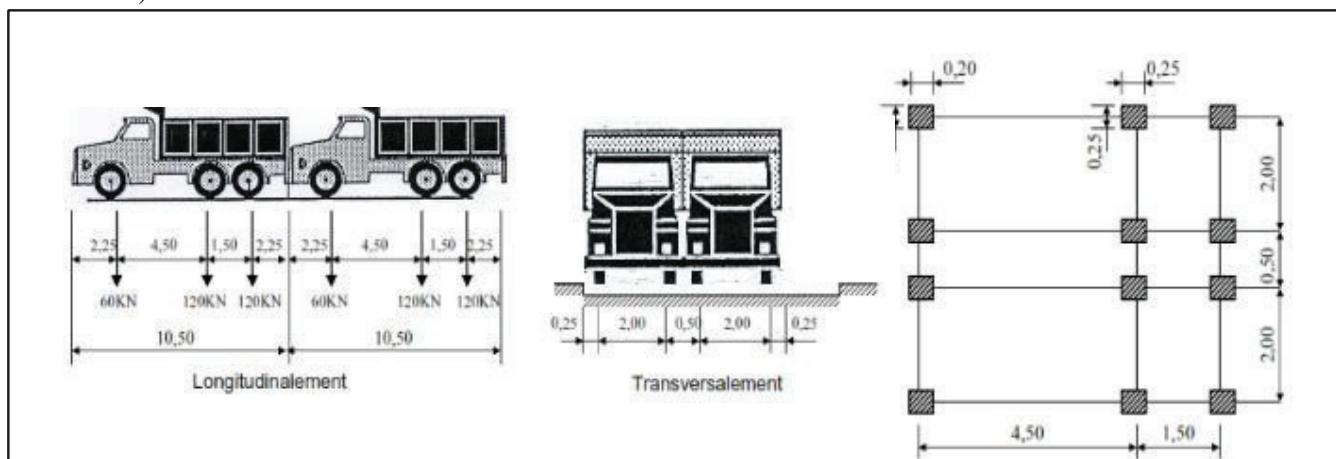


Figure IV.3. Système de chargement Bc.

I.4.2.4.2 Sous système de charges B_r

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

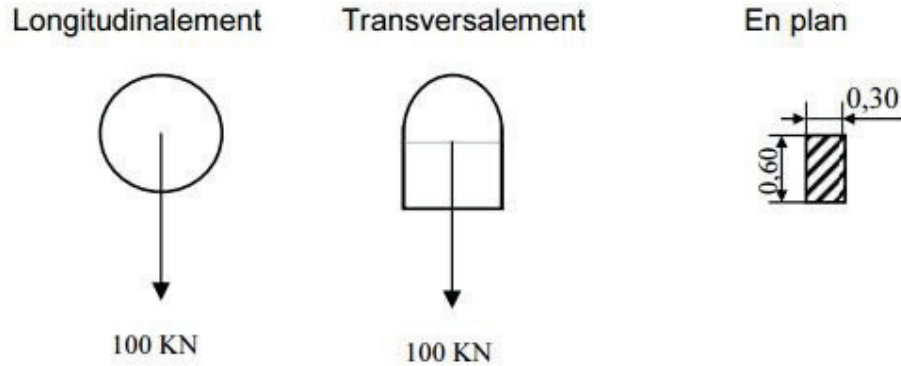


Figure IV.4.Sous système de charges Br.

I.4.2.4.1 Sous système de charges B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient $b_t = 1,20$. (Pour plus de détails voir annexe C.7).

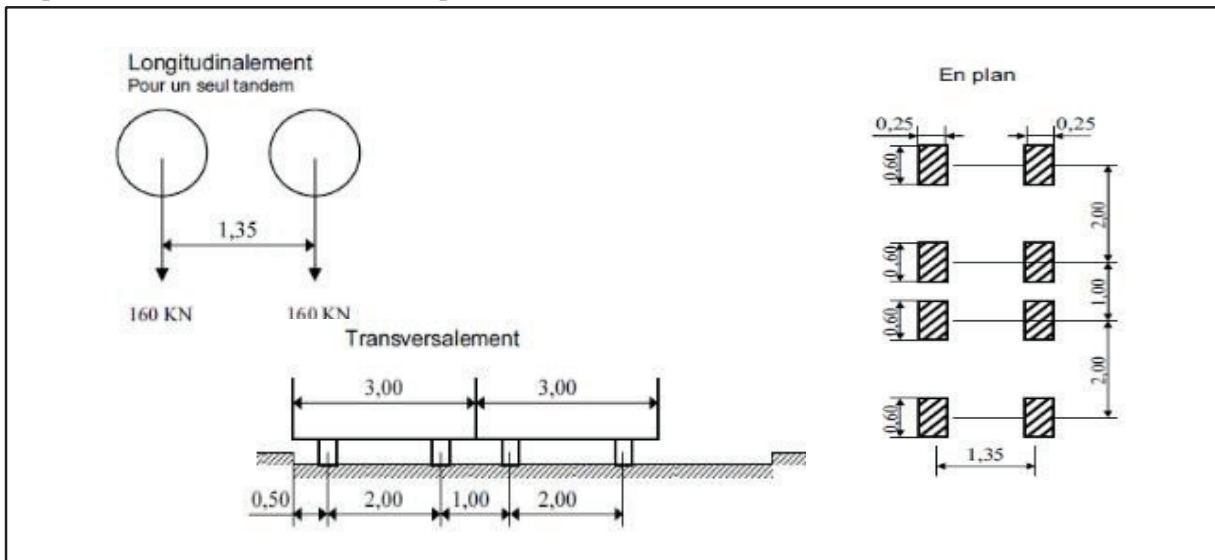


Figure IV.5.Sous système de charges Bt

I.4.2.5 Effort de freinage

I.4.2.5.1 Système de charges A

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau

$$F_r(A) = \frac{A_2(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad (IV.21)$$

tant que S est l'aire de la surface chargeable.

$$S = l_c \times L_r$$

Tableau IV.19.Effort de freinage pour le système de charge A.

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	115.50	11.00	62.27
2	231.00	11.00	122.12
3	346.50	9.90	161.71

I.4.2.5.2 Système de charges Bc

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont. Un seul est supposé freiner.

Donc $F_{Bc} = 300 \text{ KN}$

I.4.2.6 Système militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc120 a une charge totale de 1100 KN d'une longueur de chenille de 6.10m et de largeur de 1.0m. La distance entraxe des deux chenilles est de 3.30 m tel que le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé (Fig.IV.6).

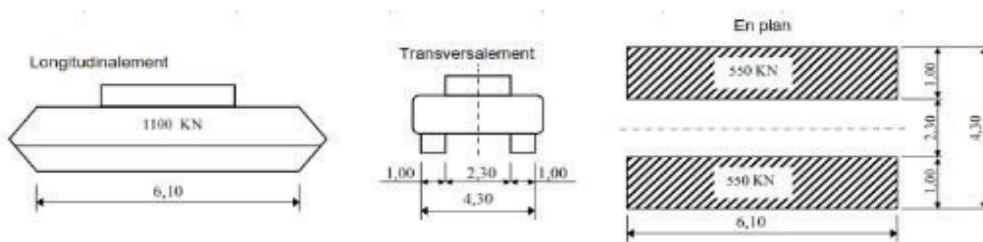


Figure IV.6.Convoi de charge Mc120.

I.4.2.1 Charges exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de

2400KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de largeur et de 18.60m de longueur.

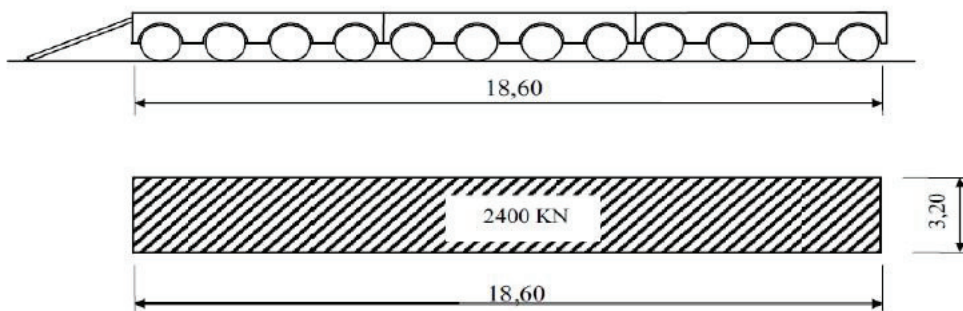


Figure IV.7.Convoi du système D240.

On a le poids du système P égale à 2400 KN donc la charge soit :

$$P = \frac{2400}{18.6 \times 3.2} = 40.32 \text{ KN/m}^2$$

I.4.2.2 Surchage des trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 KN/m², donc :

- Pour un trottoir chargé : $P_{trottoir} = 1.5 \times 1.2 = 1.80 \text{ KN/m}$ (cas défavorable) - où : $P_{trottoir} = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/m}$ - Pour les deux trottoirs chargés :

$$P_{trottoirs} = 1.5 \times (1.2 + 0.6) = 2.70 \text{ KN/m}$$

I.4.2.3 Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L_c} + \frac{0.6}{1+\frac{4 \times G}{S}} \tag{IV.23}$$

Tant que : S: représente la charge maximale du système

Tableau IV.20. Coefficients de majoration des différents systèmes de charges.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c	38.5	10929.0	1710	1.069
B _t			768	1.056
Mc120			1100	1.061

I.5 Evaluation des sollicitations longitudinales

I.5.1 Calcul des moments longitudinaux

I.5.1.1 Poids propre

On a donc le poids repris par une poutre 30.14 KN/ml.

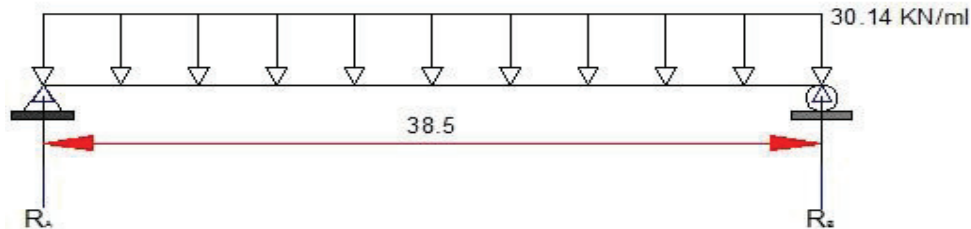


Figure IV.8. Charge du poids propre sur la poutre.

D'après la méthode des sections étudiée en RDM on distingue les réactions :

$$R_A = R_B = P_g \times \frac{L}{2} = 232.08 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/x = \frac{1}{2} \cdot P_t \cdot x(L - x)$$

(IV.24)

L'équation (IV.24) nous permet de déterminer la valeur du Moment dans différentes sections :

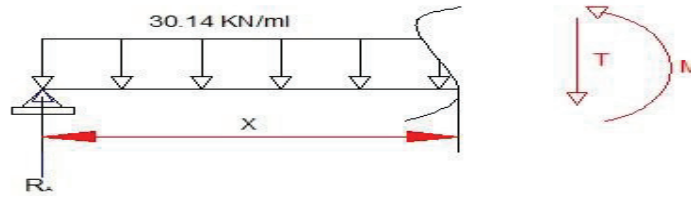


Figure IV.9. Coupe longitudinale de la poutre.

Tableau IV.21. Moments dus au poids propre.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.813	6.417	9.625	19.25
$M(t.m)$	0	2443.19	3102.46	4188.33	5584.47

I.5.1.1 Surcharge A

Dans le cas des surcharges on ne peut plus utiliser la méthode des sections, ce qui nous amène à utiliser les lignes d'influence.

L'expression de la ligne d'influence est la suivante : $\eta_M = x \left(1 - \frac{x}{L}\right)$ (IV.25)

Le moment sera la surface de la ligne d'influence multiplié par la charge A(l) sous la formule suivante

$$M = A(l) \cdot \Omega$$

(IV.26) avec Ω est la surface des lignes d'influence, tant que :

$$\Omega = \frac{x^2}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (IV.27)$$

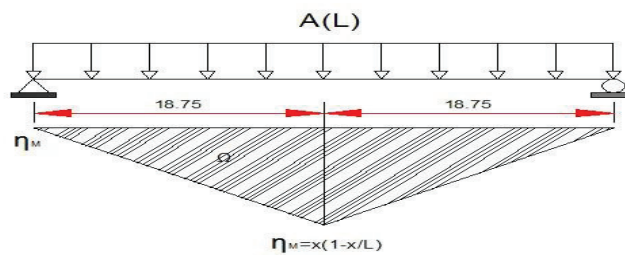


Figure IV.10. Cas de la charge A

Tableau IV.22.Les moments dus à la surcharge A.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$		0	4.688	6.250	9.375	18.75
$\Omega(m^2)$		0	19.297	32.721	66.489	180.347
$M(KN.m)$	1voies	0	212.27	359.93	731.38	1983.82
	2voies	0	212.27	359.93	731.38	1983.82
	3voies	0	191.04	323.94	658.24	1785.44

I.5.1.2 Surcharge sur les trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 KN/m² tant que la largeur du trottoir est de 1,2 m sur le côté gauche et 0,6m sur le côté droite. Par la méthode des sections on détermine l'équation liant M et x :

$$M = \frac{1}{2} q_t \cdot x(L - x) \quad (IV.28)$$

Tableau IV.23.Moments dû à la surcharge sur trottoirs.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.813	6.417	9.625	19.25
$M(t.m)1tr$	0	145.91	185.28	250.13	333.51
$M(t.m)2tr$	0	218.86	277.92	375.20	500.26

I.5.1.3 Sous système de charge Bc

I.5.1.3.1 Détermination de la section la plus défavorable

- Le système B_c est constitué d'un convoi de charge ponctuelle auquel on doit chercher la position qui donne la sollicitation maximale, pour cela on utilise la méthode de « Barré » qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.
- Soit X la distance entre l'essieu de 120KN à gauche de la médiane et la résultante R comme le montre la figure ci-dessous :

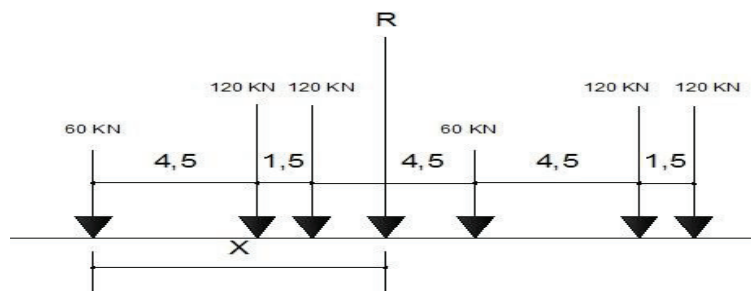


Figure IV.11.Disposition des charges du systèmes Bc.

- Le premier cas :

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (fig. IV.12).

$$\Sigma M/O = 0 \quad (IV.29)$$

$$\Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \times x = 567t.m$$

$$R = \sum P_i = 60t ; \text{ donc } X = \frac{567}{60} =$$

9.45m implique que $a = 1.725m$ Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche de l'essieu de

12t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre. Et pour calculer les ordonnées y_i on utilise l'équation (IV.30) et le théorème des triangles de Thalès avec

$$y_3 = \frac{x_0 \times (L - x_0)}{L} \quad (\text{IV.30})$$

$$y_3 = 9.296m$$

Et pour le reste des ordonnées on utilise le théorème de Thalès et on obtient le tableau suivant :

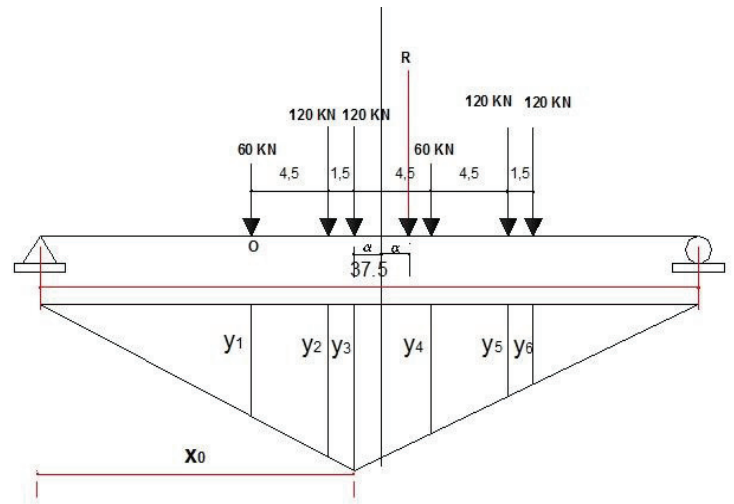


Figure IV.12.Premier cas de la charge Bc.

Tableau IV.24.Ordonnées du premier cas de la charge Bc.

X_i	11.025	15.525	17.025	21.525	26.025	27.525
y_i	6.0199	8.4770	9.2960	7.2529	5.2098	4.5288

Et finalement on calcule le moment avec la relation $M = \sum P_i \times Y_i = 4097.76 \text{ KN. m}$.

- Le deuxième cas :

$x = 7.05m$ donc : $a = 0.525m$ Et :

$x_0 = 18.225m$ et $y_4 = 9.368m$

La même méthode utilisée dans le cas précédent et le moment est de 4054.56 KN. m .

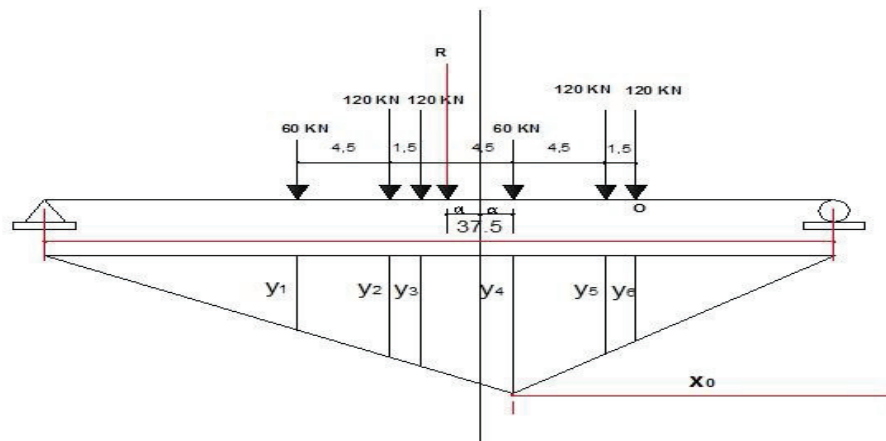


Figure IV.13.Deuxième cas de la charge Bc.

Donc le cas le plus défavorable est le premier cas.

Tableau IV.25.Moments fléchissant dus à la charge Bc selon le premier cas.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.688	6.250	9.375	18.750
M	1convoi	0	2418.41	3052.37	4063.80	5192.12
	2convois	0	4467.35	5638.40	7506.74	9591.01
	3convois	0	5814.44	7338.62	9770.33	12483.10

I.5.1.3.2 Détermination de la section la plus défavorable

Pour chaque section on fait déplacer le convoi de sorte que le moment soit maximal, pour cela les charges sont placées successivement au droit de la section dans laquelle nous voulons calculer le moment.

Faisant le calcul pour plusieurs valeurs de x, la procédure de calcul est la même qu'on utilisée pour le M_{max} . Faisant le calcul pour $\frac{L}{8} = 4.688m$ ensuite pour les autres sections la procédure est la même.

- Le premier cas

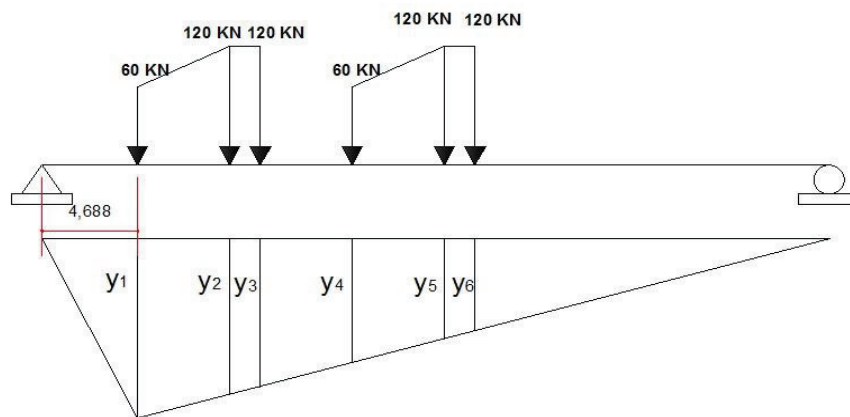


Figure IV.14.Disposition du premier cas.

$$y_1 = 4.688 \left(1 - \frac{4.688}{37.5} \right) = 4.102m$$

Tableau IV.26.Ordonnées y_i du premier cas.

y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
3.5394	2.9934	2.4910	1.9886	1.9117

$$M = \sum P_i \times Y_i = 1647.552 \text{ KN. m}$$

- Le deuxième cas

Avec la même méthode précédente, on trouve :

$$y_1 = 4.102 \text{ m}$$

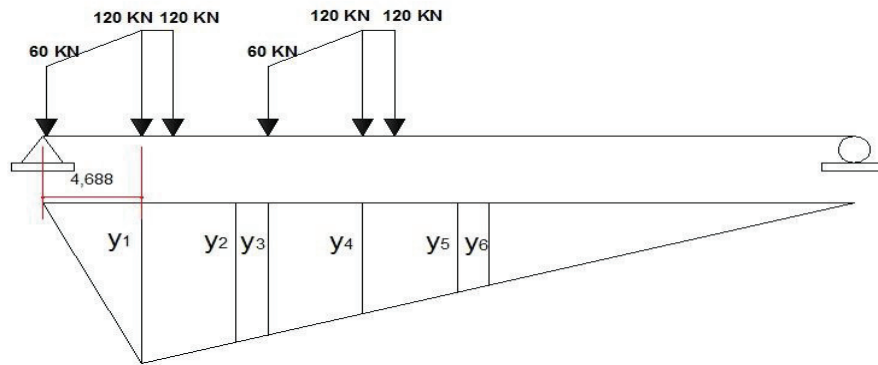


Figure IV.15. Disposition du deuxième cas.

Tableau IV.27. Ordonnées y_i du deuxième cas.

y_2	y_3	y_4	y_5
3.9412	3.3748	2.8084	2.6196

$$M = \sum P_i \times Y_i = 1822.392 \text{ KN.m}$$

I.5.1.1 Sous système de charge B_t

Avec le même principe, on calcule le moment engendré par le système B_t dans différentes sections. Le tableau suivant récapitule les moments dans les différentes sections calculées.

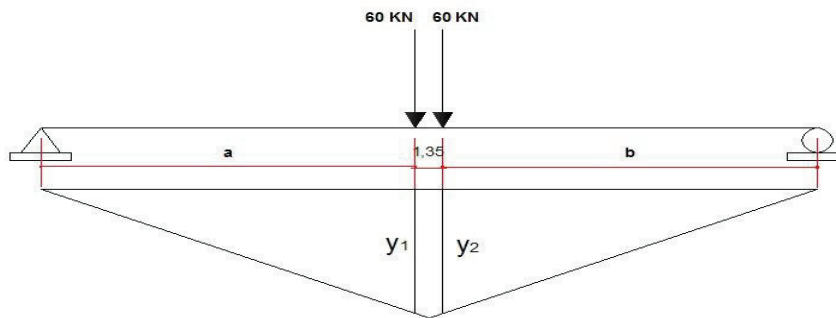


Figure IV.16. Charges du sous-système .

Tableau IV.28. Moments dus les charges de tandem.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$		0	4.688	6.25	9.375	18.75
$y(m)$	y_1	0	4.10	5.21	7.03	9.36
	y_2	0	3.93	4.99	6.69	8.71
M	1 Tandem	0	1628.10	2068.07	2781.76	3663.73

	3 voies	2 Tandems	0	3256.20	4136.14	5563.51	7327.46
--	------------	-----------	---	---------	---------	---------	---------

I.5.1.2 Surcharge Mc120

Pour chaque section on fait déplacer le convoi de sorte que le moment soit maximal, pour cela la section dans laquelle nous voulons calculer le moment doit être au milieu du convoi.

$$\delta_{Mc120} = 1.061$$

Le tableau suivant présente les moments de la surcharge Mc120.

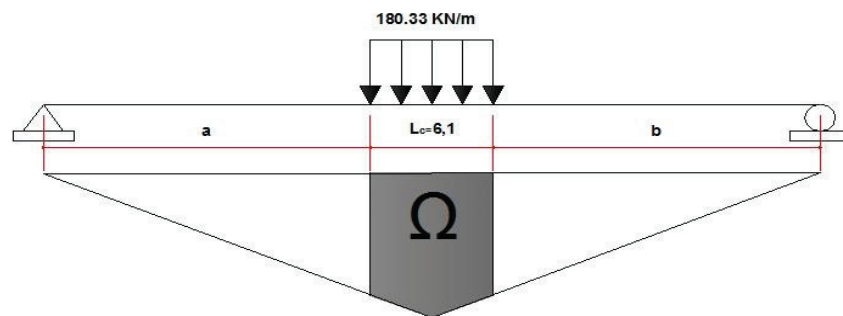


Figure IV.17.Charges du système Mc120.

Tableau IV.29.Moments dus à la surcharge Mc120.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.688	6.25	9.375	18.75
$\Omega (m^2)$	0	16.88	24.02	40.66	52.54
$M (KN.m)$	0	3230.08	4595.51	7779.00	10051.77

I.5.1.3 Surcharge D240

Avec le même principe qu'on a utilisé dans la charge Mc120 on calcule le moment engendré par le système D240 dans différentes sections.

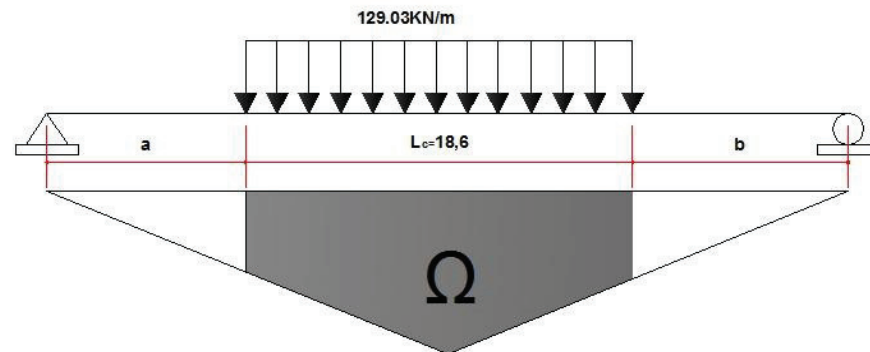


Figure Figure IVIV.18. Charges du .18.Charges d u système D240.système D240.

Les résultats des différentes sections sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.30.Moments dus à la charge D240.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)	0	4.688	6.25	9.375	18.75
Ω (m ²)	0	42.36	57.51	109.16	128.11
M (t.m)	0	5465.29	7420.00	14084.75	16529.71

I.5.1 Des efforts tranchants longitudinaux

I.5.1.1 Poids propre

En utilisant la méthode des sections on trouve les résultats dans le tableau IV.28 et la figure IV.8 présente les charges sur une poutre :

$$T = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \tag{IV.31}$$

Avec : $q = 30.14 \text{ KN/ml}$

Tableau IV.31.Efforts tranchants dus au poids propre.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)	0	4.813	6.417	9.625	19.25
T (KN)	580.20	435.15	386.80	290.10	0.00

I.5.1.2 Surcharge A

L'effort tranchant est défini par : $T = A(l) \times \Omega$ (IV.32)

Avec Ω est la surface des lignes d'influence.

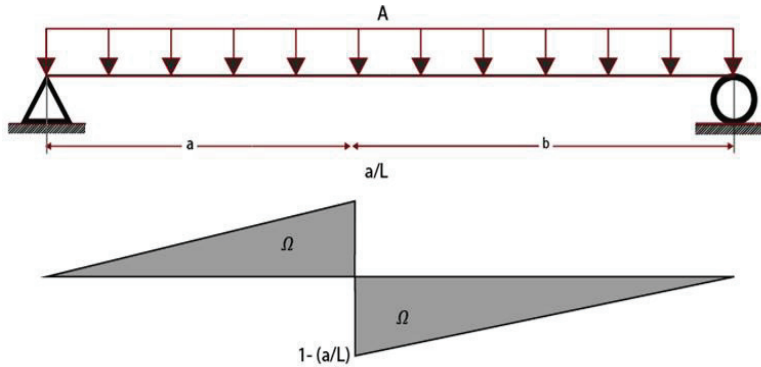


Figure IV.19.Cas de la charge A(l).

Tableau IV.32.Efforts tranchants dus à la surcharge A(l).

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2	
x (m)	0	4.6875	6.25	9.375	18.75	
Ω (m ²)	18.750	14.063	12.500	9.375	0	
T (KN)	1voies	206.25	154.69	137.50	103.13	0
	2voies	206.25	154.69	137.50	103.13	0
	3voies	185.63	139.22	123.75	92.83	0

I.5.1.3 Surcharge sur les trottoirs

Avec la même méthode on trouve les résultats suivants :

Tableau IV.33.Effort tranchant dû à la surcharge sur les trottoirs.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.813	6.417	9.625	19.25
Ω (m²)		19.25	14.438	12.833	19.25	0
T(t)	1 trottoir	32.58	24.44	21.73	16.29	0
	2 trottoirs	48.87	36.65	32.59	24.44	0

I.5.1.4 Surcharge Bc

Pour calculer l'effort tranchant on a :

$$T = \sum P_i \times Y_i \tag{IV.33}$$

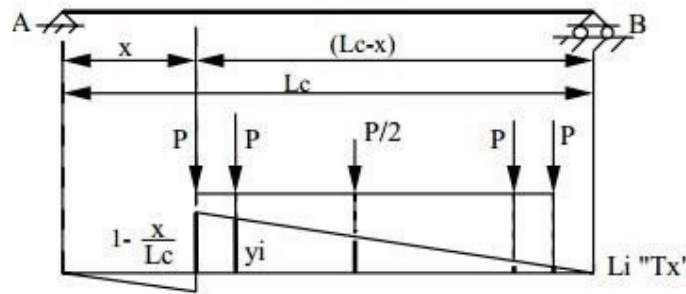


Figure IV.20.Cas de surcharge Bc

Pour $x = 0$ et en utilisant les triangles semblables avec la méthode de T'hales, on trouve les résultats des ordonnées y_i , les résultats présentés dans le tableau IV.31.

Tableau IV.34.Les ordonnées y_i .

y_1	y_3	y_4	y_5	y_6
1	0.96	0.84	0.72	0.68
120	120	60	120	120

On procède de la même manière pour le reste des sections :

Tableau IV.35.Efforts tranchants dus à Bc.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.688	6.25	9.375	18.75
T(t)	1 Convoi	638.67	532.44	491.47	398.76	258.51
	2 Convois	1179.76	983.53	907.86	736.60	477.52
	3 Convois	1535.51	1280.11	1181.61	958.72	621.52

I.5.1.5 Surcharge Bt

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit au droit de différentes sections :

Tableau IV.36.Efforts tranchants dus à Bt

Sections		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)		0	4.688	6.25	9.375	18.75
y(m)	y ₁	1	0.857	0.800	0.667	0.500
	y ₂	0.964	0.822	0.765	0.635	0.464
T(t)	2Tandems	79.64	68.08	63.46	52.80	39.09

I.5.1.6 Surcharge Mc120

Pour calculer l'effort tranchant de la surcharge Mc120, on a :

$$T = q \times \Omega \times \delta \tag{IV.34}$$

- avec : $\delta_{Mc120} = 1.061$ et : $q = \frac{1100}{6.1} = 180.33 \text{KN/ml}$

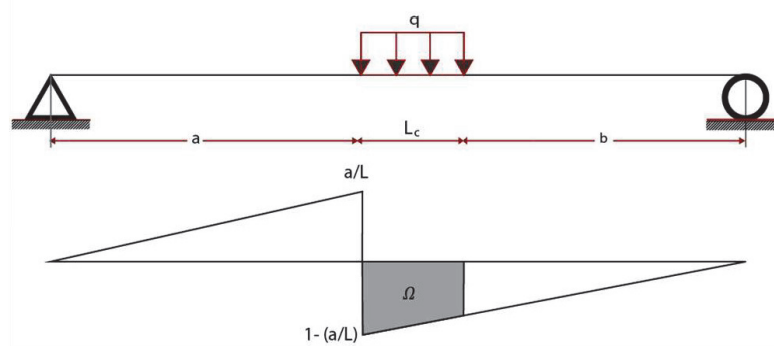


Figure IV.22.Charges du système Mc120

Tableau IV.38.Efforts tranchants dus à la charge Mc120.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)	0	4.688	6.25	9.375	18.75
Ω (m)	5.603	4.743	4.404	3.626	2.553
T(t)	1071.99	907.43	842.66	693.85	488.44

I.5.1.7 Surcharge D240

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit au droit de différentes sections :

$$q = \frac{2400}{L_c} = 129.03 \text{KN/ml}; \text{ avec : } L_c = 18.6\text{m}$$

Tableau IV.38.Efforts tranchants dus à la charge D240..

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)	0	4.688	6.25	9.375	18.75
Ω (m)	13.99	11.42	10.45	8.30	4.69
$T(t)$	1804.77	1473.57	1348.78	1071.58	604.79

I.5.2 Récapitulation des résultats

Pour les résultats trouvés des moments on a le tableau suivant :

Tableau IV.39.Récapitulatif des moments fléchissant de charges (KN.m).

Type de charge	N° de voies	Section				
		0	L/8	L/6	L/4	L/2
Poids Propre		0	2443.19	3102.46	4188.33	5584.47
Surcharge A	3 Voies	0	191.04	323.94	658.24	1785.44
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	0	218.86	277.92	375.20	500.26
Surcharge B_c	3 Convois	0	5814.44	7338.62	9770.33	12483.10
Surcharge B_t	2 Tandems	0	3256.20	4136.14	5563.51	7327.46
Convoi	$Mc120$	0	3230.08	4595.51	7779.00	10051.77
	$D240$	0	5465.29	7420.00	14084.75	16529.71

Et pour les efforts tranchants, on a le tableau suivant :

Tableau IV.40.Récapitulatif des efforts tranchant de charges (KN).

Type de charge	N° de voie	Section				
		0	L/8	L/6	L/4	L/2
Poids Propre		580.20	435.15	386.80	290.10	0.00
Surcharge A	3 Voies	185.63	139.22	123.75	92.83	0
Surcharge sur les trottoirs	2Trottoirs	48.87	36.65	32.59	24.44	0
Surcharge b_c	3Convois	1535.51	1280.11	1181.61	958.72	621.52
Surcharge b_t	2Tandems	79.64	68.08	63.46	52.80	39.09
Convoi	$Mc120$	1071.99	907.43	842.66	693.85	488.44
	$D240$	1804.77	1473.57	1348.78	1071.58	604.79

I.6 Répartition transversale des efforts

I.6.1 Calcul du paramètre d'entretoisement θ

Le paramètre d'entretoisement θ est donné par la relation suivante :

$$\theta = \frac{B}{L} \frac{\sqrt[4]{\rho_p}}{\rho_E} \quad (\text{IV.35})$$

Avec :

B : demi-largeur active de la dalle

L : portée de la travée

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : Rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

λ : distance entre-axe des poutres. b

: distance entre-axe des entretoises.

I_0 : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

I_M : Inertie de la Section de la poutre à mi- travée.

Tant que ρ_p et ρ_E sont respectivement les rigidités flexionnelles de la poutre et la dalle dans notre cas à cause de l'absence des entretoises.

I.6.1.1 Rigidité flexionnelle ρ_p et ρ_E

I.6.1.1.1 Poutre

D'après l'étude géométrique de l'ouvrage on a le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis à la section d'about I_0 est égal à 63450000 cm^4 , et le moment d'inertie de la section à mi-travée à la présence de l'hourdis I_M est égal à 9216000 cm^4 . On a le moment polaire I_p est défini par l'équation (IV.36).

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_M - I_0)}{3\pi} \quad (\text{IV.36})$$

$$I_p = 17391401.27 \text{ cm}^4 = 0.1739 \text{ m}^4$$

La rigidité flexionnelle de la poutre est définie par l'équation (IV.37).

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{\lambda} \quad (\text{IV.37})$$

$$\rho_p = \frac{0.1739E}{1.527} = 0.113892608E$$

I.6.1.1.1 Entretoise

Pour l'entretoise on a :

$$I_E = \frac{be_d^3}{12} \quad (\text{IV.38})$$

$$I_E = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208.33 \text{ cm}^4 = 0.001302083 \text{ m}^4$$

Et la rigidité flexionnelle de la dalle est :

$$\rho_E = \frac{EI_E}{b} \quad (\text{IV.39})$$

Tant que : $b = 1 \text{ m}$

$$\rho_E = \frac{0.001302083E}{1} = 0.001302083E$$

La largeur utile b (demi largeur de la dalle)

$$b = 0.5 \times n \times \lambda \tag{IV.40}$$

$$b = 6.108m$$

Donc le paramètre d'entretoisement θ à l'aide de l'équation (IV.35) égale à 0.498.

Tant que le paramètre d'entretoisement est supérieur à 0.3 donc on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

I.6.2 Le paramètre de torsion α

Le paramètre de torsion α est donné par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \tag{IV.41}$$

Avec :

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

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

γ_E : Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

Tant que γ_p et γ_E sont respectivement les rigidités torsionnelles de la poutre et l'entretoise (dalle).

I.6.2.1 Rigidité torsionnelle

I.6.2.1.1 Poutre

Pour calculer la rigidité torsionnelle de la poutre, il faut simplifier la poutre vers une poutre équivalente (Fig. IV.22) :

$$S_1 = 2709 \text{ cm}^2; B_1 = 115 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 23.56 \text{ cm}$$

$$S_2 = 3224 \text{ cm}^2; B_2 = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 128.96 \text{ cm}$$

$$S_3 = 2249 \text{ cm}^2; B_3 = 60 \text{ cm} \Rightarrow h_3 = 37.48 \text{ cm}$$

La rigidité de la poutre est définie par :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{\lambda} \tag{IV.42}$$

Tant que :

$$C_p = \frac{G}{3} (\sum B_i \times H_i^3 + 0.5 \lambda \cdot e^3) \tag{IV.43}$$

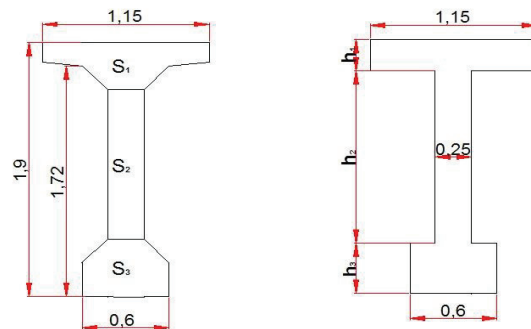


Figure IV.22. Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane.

$$C_p = \frac{0.4167E}{3} (1.15 \times 0.24^3 + 0.25 \times 1.29^3 + 0.6 \times 0.38^3 + 0.5 \times 1.53 \times 0.25^3)$$

$$C_p = 0.008298527E$$

Donc : $0.008298527E$

$$\gamma_p = \frac{0.008298527E}{1.527} = 0.005434529E$$

I.6.2.1.2 Entretoise

On a :

$$C_E = 2G \times I_E \tag{IV.44}$$

$$C_E = 2 \times 0.4167E \times 0.001302083 = 0.001085156E$$

Donc :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} \tag{IV.45}$$

Tant que L_1 est égale à $100cm$

$$\gamma_E = \frac{0.001085156E}{1} = 0.001085156E$$

Donc la valeur de α à l'aide de l'équation (IV.41) est égale à 0.268.

I.6.3 Détermination du coefficient longitudinal K_α

On fait une interpolation de la valeur de K_α pour $\alpha = 0.268$ et $\theta = 0.498$ depuis les 4 tableaux de coefficients pour $\theta = 0.45$ et $\theta = 0.50$ et $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$; pour obtenir le tableau ci-dessous (Pour plus de détails voir les tableaux de l'interpolation sur annexe C.8) :

Tableau IV.41.Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés.

θ =0,48 1	$\alpha=0.268 \quad K_\alpha$								
	-b	- 3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7774	0.89 52	1.012 7	1.113 6	1.1602	1.1136	1.0127	0.895 2	0.7774
b/4	0.3933	0.57 05	0.753 9	0.940 5	1.1137	1.2377	1.2763	1.269 1	1.2515
b/2	0.0747	0.28 84	0.512 4	0.753 9	1.0127	1.2763	1.5123	1.685 4	1.8146
3b/4	-0.2045	0.03 51	0.288 4	0.570 5	0.8952	1.2691	1.6854	2.113 5	2.5159
b	-0.4670	- 0.20 45	0.074 7	0.393 3	0.7774	1.2515	1.8314	2.515 9	3.2730

Ensuite on trouve ; avec une interpolation ; les coefficients longitudinaux pour chaque poutre sont présentés dans ce tableau (Pour plus de détails voir annexe C.9).

Tableau IV.42.Coefficients longitudinaux de chaque poutre.

$\theta = 0,48$ 1	$\alpha = 0.268 \quad K\alpha$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0.5795	0.7279	0.8794	1.0244	1.1362	1.1776	1.1485	1.0879	1.0217
Poutre 2	0.2194	0.4165	0.6221	0.8386	1.0586	1.2588	1.4051	1.4963	1.5588
Poutre 3	0.0862	0.1424	0.3833	0.6482	0.9450	1.2722	1.6121	1.9321	2.2187
Poutre 4	0.3468	0.0949	0.1725	0.4744	0.8313	1.2596	1.7646	2.3317	2.9265

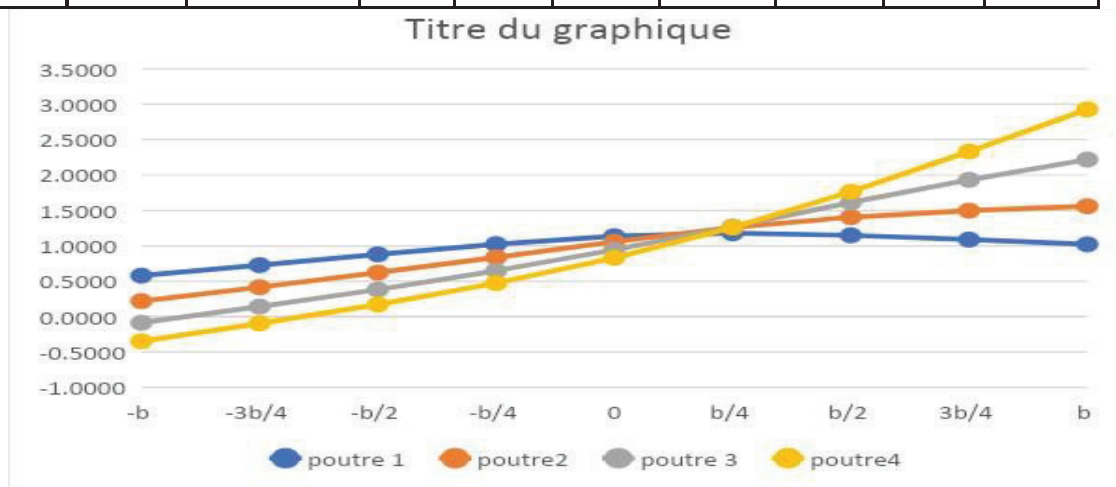


Figure IV.23.Lignes d'influence des poutres.

I.6.1 Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne K_{amoy} Le

coefficient K_{amoy} dépend du type de chargement, tel que :

I.6.1.1 Cas d'un chargement concentré

$$K_{amoy} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} \quad (IV.46)$$

I.6.1.2 Cas d'un chargement uniformément repart

$$K_{amoy} = \frac{\Omega}{l_D} \quad (IV.47)$$

Avec Ω : est la surface d'influence déterminée par la méthode de Simpson.

l : est la largeur chargeable.

Tableau IV.43.Valeurs de K_{amoy} pour chaque poutre.

Surcharge		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
A(l)	3 voies	0.9537	0.8885	0.8103	0.7328
Surcharge des trottoirs	2 trottoirs	0.9023	1.1088	1.4146	1.8883
B _c	3 convois	1.0788	1.0734	1.0520	1.0221
B _t	2 tandems	1.1121	1.1877	1.2206	1.2352
Convoi	Mc120	1.1322	1.2821	1.4044	1.5006
	D240	1.1421	1.1466	1.1045	1.0490

I.6.1 Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre

La formule du moment fléchissant est $M(x)$:

$$M_{poutre i}(x) = \frac{x}{7} \times K_{amoy}$$

$$(IV.48) \quad T_{poutre i}(x) = \frac{T(x)}{7} \times K_{amoy} \quad (IV.49)$$

Et la formule de l'effort tranchant est :

Donc les tableaux suivants représentent les moments et l'effort tranchant sur chaque poutre.

Tableau IV.44.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 1 en (KN.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	22.129	16.597	14.753	11.066	0.000
		M	0.000	22.774	38.618	78.470	212.847
Surcharges des trottoirs	2 Trottoirs	T	5.512	4.134	3.676	2.757	0.000
		M	0.000	24.685	31.346	42.318	56.423
Surcharge B _c	3 convois	T	15.125	12.609	11.639	9.443	6.122
		M	0.000	784.077	989.613	1317.529	1683.346
Surcharge B _t	2 Tandems	T	11.071	9.464	8.822	7.340	5.434
		M	0.000	452.653	574.975	773.397	1018.609
Convois	Mc120	T	151.713	128.424	119.257	98.197	69.126
		M	0.000	457.137	650.380	1100.923	1422.577
	D240	T	257.653	210.371	192.555	152.981	86.341
		M	0.000	780.238	1059.298	2010.774	2359.823

Tableau IV.45.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 2 en (KN.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	20.617	15.462	13.744	10.310	0.000
		M	0.000	21.217	35.978	73.106	198.295
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	6.773	5.080	4.517	3.387	0.000
		M	0.000	30.333	38.519	52.002	69.335
Surcharge B _c	3 convoies	T	206.027	171.759	158.543	128.636	83.392
		M	0.000	780.152	984.659	1310.934	1674.920
Surcharge B _t	2Tandems	T	11.824	10.107	9.421	7.839	5.803
		M	0.000	483.424	614.062	825.973	1087.853
Convois	Mc120	T	171.794	145.422	135.043	111.195	78.276
		M	0.000	517.645	736.465	1246.643	1610.872
	D240	T	258.669	211.199	193.314	153.584	86.682
		M	0.000	783.313	1063.472	2018.697	2369.121

Tableau IV.46.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 3 en (t.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	18.802	14.101	12.534	9.403	0.000
		M	0.000	19.350	32.811	66.671	180.843
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	8.641	6.481	5.763	4.322	0.000
		M	0.000	38.701	49.145	66.347	88.461
Surcharge B _c	3 convoies	T	201.920	168.334	155.382	126.072	81.730
		M	0.000	764.599	965.029	1284.798	1641.528
Surcharge B _t	2Tandems	T	12.151	10.387	9.682	8.056	5.964
		M	0.000	496.815	631.072	848.853	1117.987
Convois	Mc120	T	188.192	159.303	147.932	121.808	85.747
		M	0.000	567.053	806.759	1365.633	1764.626
	D240	T	249.182	203.454	186.224	147.952	83.503
		M	0.000	754.586	1024.470	1944.664	2282.236

Tableau IV.47.Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 4 en (KN.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	17.004	12.753	11.336	8.503	0.000
		M	0.0000	17.4993	29.6729	60.2948	163.5463
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	11.535	8.651	7.692	5.769	0.000
		M	0.000	51.514	65.415	88.313	117.749
Surcharge B _c	3 convoies	T	196.181	163.550	150.965	122.488	79.407
		M	0.000	742.867	937.600	1248.282	1594.872
Surcharge B _t	2 Tandems	T	12.296	10.512	9.798	8.152	6.035
		M	0.000	502.757	638.620	859.006	1131.360
Convois	Mc120	T	201.079	170.211	158.062	130.149	91.619
		M	0.000	605.882	862.003	1459.146	1885.461
	D240	T	140.561	118.983	110.491	90.978	64.045
		M	0.000	716.616	972.920	1846.810	2167.396

- Ainsi que les combinaisons de charge selon BAEL sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Al : 1.35G + 1.6(A(l) + Q_{trottoir}) \\ Bc : 1.35G + 1.6(B_c + Q_{trottoir}) \\ Mc120 : 1.35G + 1.35Mc120 \\ D240 : 1.35G + 1.35D240 \end{array} \right.$$

- ELU

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} Al : G + 1.2(A(l) + Q_{trottoir}) \\ Bc : G + 1.2(B_c + Q_{trottoir}) \\ Mc120 : G + Mc120 \\ D240 : G + D240 \end{array} \right.$$

Les efforts dans les tranchant en

- poutres ; moment fléchissant en (KN.m) et effort

(KN); après les combinaisons de charges sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.48.Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	827.496	620.621	551.665	413.752	0.000
	M	0.000	3374.241	4300.263	5847.507	7969.866
B _c	T	816.289	614.241	546.683	411.155	9.795

	M	0.000	4592.326	5821.855	7830.000	10322.665
Mc120	T	988.083	760.825	683.178	524.201	93.321
	M	0.000	3915.442	5066.333	7140.492	9459.513
D240	T	1131.102	871.453	782.130	598.160	116.561
	M	0.000	4351.628	5618.373	8368.791	10724.795

Tableau IV.49.Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
A1	T	827.094	620.319	551.397	413.551	0.000
	M	0.000	3380.788	4307.516	5854.418	7967.243
B _c	T	1123.751	870.394	783.075	602.873	133.428
	M	0.000	4595.084	5825.406	7834.943	10329.842
Mc120	T	1015.192	783.773	704.487	541.748	105.673
	M	0.000	3997.127	5182.549	7337.214	9713.711
D240	T	1132.473	872.572	783.154	598.974	117.020
	M	0.000	4355.779	5624.008	8379.486	10737.347

Tableau IV.50.Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
A1	T	827.179	620.384	551.455	413.594	0.000
	M	0.000	3391.188	4319.450	5867.075	7969.921
B _c	T	1120.168	867.157	780.011	600.264	130.768
	M	0.000	4583.586	5810.998	7816.078	10307.017
Mc120	T	1037.329	802.511	721.888	556.076	115.759
	M	0.000	4063.828	5277.446	7497.850	9921.279
D240	T	1119.666	862.115	773.583	591.370	112.729
	M	0.000	4316.997	5571.356	8279.542	10620.054

Tableau IV.51.Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	828.932	621.698	552.625	414.470	0.000
	M	0.000	3408.728	4340.462	5892.017	7989.107
B _c	T	1115.615	862.974	776.033	596.847	127.051
	M	0.000	4569.317	5793.146	7792.797	10279.228
Mc120	T	1054.726	817.238	735.564	567.336	123.686
	M	0.000	4116.248	5352.025	7624.092	10084.407
D240	T	973.027	748.080	671.342	514.456	86.461
	M	0.000	4265.738	5501.763	8147.439	10465.019

Tableau IV.52.Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	613.370	460.027	408.914	306.688	0.000
	M	0.000	2500.141	3186.416	4333.276	5907.594
B _c	T	604.964	455.241	405.178	304.740	7.346
	M	0.000	3413.704	4327.611	5820.146	7672.193
Mc120	T	731.913	563.574	506.057	388.297	69.126
	M	0.000	2900.327	3752.840	5289.253	7007.047
D240	T	837.853	645.521	579.355	443.081	86.341
	M	0.000	3223.428	4161.758	6199.104	7944.293

Tableau IV.53.Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	613.068	459.800	408.713	306.537	0.000
	M	0.000	2505.051	3191.856	4338.459	5905.626
B _c	T	835.560	647.356	582.471	448.528	100.071
	M	0.000	3415.773	4330.274	5823.853	7677.576
Mc120	T	751.994	580.572	521.843	401.295	78.276
	M	0.000	2960.835	3838.925	5434.973	7195.342
D240	T	838.869	646.349	580.114	443.684	86.682
	M	0.000	3226.503	4165.932	6207.027	7953.591

Tableau IV.54.Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	613.132	459.848	408.756	306.569	0.000
	M	0.000	2512.851	3200.807	4347.952	5907.635
B _c	T	832.873	644.928	580.173	446.572	98.076
	M	0.000	3407.150	4319.468	5809.704	7660.457
Mc120	T	768.392	594.453	534.732	411.908	85.747
	M	0.000	3010.243	3909.219	5553.963	7349.096
D240	T	829.382	638.604	573.024	438.052	83.503
	M	0.000	3197.776	4126.930	6132.994	7866.706

Tableau IV.55.Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	614.447	460.834	409.634	307.226	0.000
	M	0.000	2526.006	3216.566	4366.659	5922.024
B _c	T	829.459	641.791	577.189	444.009	95.288
	M	0.000	3396.448	4306.079	5792.243	7639.615
Mc120	T	781.279	605.361	544.862	420.249	91.619
	M	0.000	3049.072	3964.463	5647.476	7469.931
D240	T	720.761	554.133	497.291	381.078	64.045
	M	0.000	3159.806	4075.380	6035.140	7751.866

I.7 Conclusion

- Ce chapitre a le but de déterminer les charges établies. Et effectivement, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, on a déterminé l'effort tranchant et le moment fléchissant selon les combinaisons de l'ELU et l'ELS.
- D'après les résultats précédentes la poutre la plus sollicitée est la deuxième poutre (Fig.IV.23), dont les efforts maximaux ; selon les combinaisons ELS et ELU ; sont les suivants :

Tableau IV.56.Le moment fléchissant et l'effort tranchant max.

	L'effort tranchant T (KN)	Le moment M (KN.m)
ELU	1132.473	10737.347
ELS	838.869	7953.591

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

I.1 Introduction

La technologie de la précontrainte a pour but de limiter les contraintes de traction développées par les charges appliquées à la structure lors de chargement, cette méthode repose sur l'application d'une force initiale a des câbles avant de mettre la structure en service.

I.2 Dimensionnement de la précontrainte

I.2.1 Le nombre de câbles

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tant que :

$$P_{min} = \max(P_I; P_{II}) \tag{V.1}$$

Tel que :

$$P_I = \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h} + \frac{\rho(v\sigma_{ti} + v'\sigma_{ts})}{\rho \times h} = -0.86MN$$
 ; pour une section sous critique

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho.B.V.\sigma_{ti}}{\rho.V + V' - dI} = 4.87MN$$
 ; pour une section sur critique.

$$P_{min} = \max(-0.86; 4.87) = 4.87MN = P_{II}$$
 ; donc on a une section sur critique.

Avec la valeur de P_0 est définie par la relation :

$$P_0 = \min(0.8 \times f_{prj} \cdot A_p; 0.9 \times f_{pej} \times A_p)$$

(V.2)

$$P_0 = \min(2.68; 2.71) = 2.68MN.$$

Donc le nombre de câbles ; pour des pertes estimées à 25% ; est défini par l'inégalité suivante :

$$N \geq \frac{P_{min}}{0,75 \times P_0} \tag{V.3}$$

$N \geq 2.42 \rightarrow$ On prend N égale à 3 câbles de 12T15S.

I.2.2 Vérification des contraintes totales

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

Première étape : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 10 % (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 20%.

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place. Dans cette étape on a le tablier vide sans effort de service et la mise en tension est faite à 100% avec des pertes de 20%.

Quatrième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25%.

Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tant que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} \tag{V.4}$$

$$\sigma_{max} = 0.6f_{cj}$$

$$(V.5) \sigma_{min} = 1.5f_{tj}$$

$$(V.6)$$

$$P = n_{cable} \times P_0 \times (1 - \%Pertes\ considérées) \quad (V.7)$$

$$e_0 = -(V' - d) \quad (V.8)$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + (P \times e_0 + M) \frac{V}{I} \quad (V.9)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 + M) \frac{V'}{I} \quad (V.10)$$

Tableau V.1.Vérification des contraintes totales.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	10%	20%	20%	25%
f_{cj} (MPa)	23.18	35	35	35
F (MN)	1.21	2.14	2.14	2.01
σ_{max} (MPa)	13.91	21	21	21
σ_{min} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
P (MN)	3.62	6.43	6.43	6.03
M (MN. m)	3.28	3.28	4.88	8.58
V' (m)	1.0278	1.0278	1.3562	1.3562
V (m)	0.8722	0.8722	0.7938	0.7938
e_0 (m)	0.81	0.81	1.14	1.14
I_n (m ⁴)	0.3394	0.3394	0.5946	0.5946
B_n (m ²)	0.7754	0.7754	1.1579	1.1579
σ_{sup} (MPa)	5.54	3.29	2.27	7.48
σ_{inf} (MPa)	3.63	14.18	11.15	1.32
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

(Pour plus de détails voir annexe D.1)

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc notre emplacement des câbles est convenable.

1.2.1 Tracé des câbles

1.2.1.1 Disposition constructives des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d'about.

I.2.1.1.1 Section d'about

On a l'espacement x entre les câbles est de $0.32m$, ainsi que d_1 est égal à $0.84m$, $d_2 = 1.15m$ et $d_3 = 1.47m$

I.2.1.1.2 Section de mi-travée

En respectant la distance du gain φ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

On a : $\varphi = 0.08m$ et $d_1 \geq 1.5\varphi$

Alors on a : $d_1 = 0.12m$

Donc $d_2 \geq d_1 + \varphi$
 $d_2 = 0.20m$.

Et $d_3 \geq d_2 + \varphi$

Donc $d_3 = 0.36m$

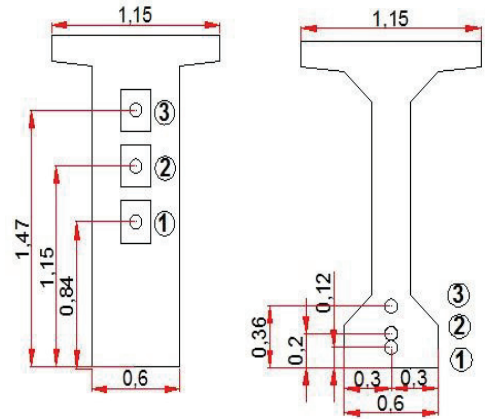


Figure V.1. Disposition des câbles sur les deux sections.

I.2.1.2 Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est donné par l'équation :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - V}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_M + V}{P}\right)$$

Avec : $V_M = V_G + V_{D240} = 838.869KN = 0.8389MN$ (V.12)

$V_m = V_G = 580.2 = 0.5802MN$

Et : $V = \bar{\tau} \times b_n \times (0.8h_{poutre})$ (V.13)

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right)}$$
 (V.14)

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$
 (V.15)

$$B_n = B_{poutre+hourdis} - \frac{2\pi\varphi^2}{4} = 1.613 - \frac{2 \times \pi \times 0.08^2}{4} = 1.60m^2$$

$P = 3 \times (1 - 0.25) \times 2.68 = 6.03MN$

$\sigma_x = \frac{6.03}{1.60} = 3.77MPa$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times 2.7 \times \left(2.7 + \frac{2}{3} \times 3.77\right)} = 2.37MPa$$
 (V.16) $k =$

0.5 pour le cas de poste de tension

$b_n = b_0 - nk\varphi = 0.56m$ ($n = 1$ pour le nombre de gain)

$b_0 = 0.6m$ pour la largeur du talon

$V = 2.37 \times 0.56 \times (0.8 \times 2.15) = 2.29MN$

Donc :

$$\arcsin\left(\frac{0.8379 - 2.29}{6.03}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{0.5802 + 2.29}{6.03}\right)$$

$$-13.88^\circ \leq \alpha \leq 22.40^\circ$$

On fixe α_1 à 4.8° , α_2 à 5.46° et α_3 à 6.38° .

I.2.1.1 Détermination des paramètres des câbles.

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage donc

$$l = L_{Cable} - L_{rel} = 38.5 - 1.2 = 36.1m \tag{V.17}$$

$$\frac{1}{R} \approx \frac{8 \times f}{l^2} \tag{V.18}$$

$$\beta(l) = \frac{4 \times f}{l} \tag{V.19}$$

Tableau V.2. Paramètres des câbles.

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1.2	19.25			
C1	36.1	4.08	0.83	0.74	0.12	0.62	260.89	0.069
C2	36.1	5.46	1.15	1.04	0.2	0.84	195.02	0.093
C3	36.1	6.38	1.47	1.34	0.36	0.98	166.94	0.108

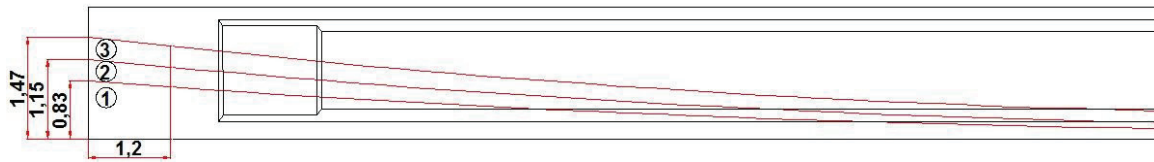
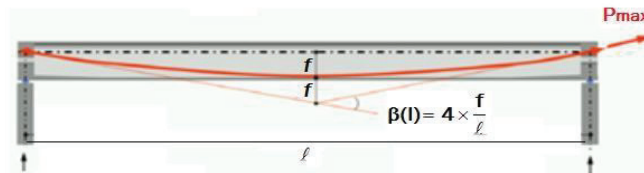


Figure V.2. Tracé des câbles de précontrainte.



I.3 Calcul des pertes

Le nom de perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, on a deux types de pertes qui sont les pertes instantanées et les pertes différées.

I.3.1 Pertes instantanées

I.3.1.1 Pertes dues au frottement de câble sur la gaine

Selon BPEL, les pertes dues au frottement de câble sur la gaine sont définies par les la loi suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\beta + \varphi x)}) \tag{V.20}$$

Tant que f représente le coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que : $f = 0.18$. Et φ est la perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0.002m^{-1}$

Tableau V.3. Valeurs des pertes dues aux frottements en (MPa).

x	cable	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy(MPa)	$\Delta\sigma_f$ (%)
0	0.83	0.000	0.039	56.199	56.199	0.0378
	1.15	0.000	0.039	56.199		
	1.47	0.000	0.039	56.199		
19.25	0.12	0.069	0.051	73.962	79.206	0.0532
	0.20	0.093	0.055	79.815		
	0.36	0.108	0.058	83.840		

I.3.1.2 Pertes par recul d’ancrage

Les pertes par recul d’ancrage sont définies par la loi suivante :

$$\Delta\sigma_{recule} = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x) \tag{V.21}$$

Avec d définie comme suit :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}(\frac{f \times \beta_i}{l} + \varphi)}} \tag{V.22}$$

avec $l = 19.25$

Avec k définie comme suit :

$$k = \left(\frac{f \times \beta_i}{l} + \varphi\right) \tag{V.23}$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Pertes du au recul d'ancrage.

N° câble	x (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ Moy(MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
C1	0	0.0026	17.01	134.02		
C2	0	0.0029	16.35	139.44	138.796	0.0933
C3	0	0.0030	15.95	142.94		

I.3.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Les pertes dues au raccourcissement sont définies par :

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_p}{2E_{ij}} \cdot \sigma'_{bj} \tag{V.24}$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Mg.e}{I} \tag{V.25}$$

σ'_{bj} représente la contrainte parabole du béton et elle est définie par :

Et : $P = n \times A_P \times (1 - \Delta\sigma_f)$ (V.26)

Tableau V.5.. Pertes du au raccourcissement instantané du béton.

Secti on	$P(MN)$	$I(m^4)$	$B(m^2)$	$e(m)$	$M_g(MN.m)$	σ'_{bj} (MPa)	$\Delta\sigma_{a7j}(MPa)$	$\Delta\sigma_{a28j}(MPa)$	$\Delta\sigma_a$ (%)
0	7.61	0.41	1.22	0.14	0	6.60	19.99	17.423	0.0117
19.2 5	7.61	0.33	0.76	0.82	3.28	19.27	52.37	45.649	0.0307

I.3.2 Pertes différées

I.3.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(j))E_p \tag{V.27}$$

Tel que ε_r est le retrait total du béton, ça valeur est de 0.0003

Et : $r(t) = \frac{t}{t+9r(m)}$; $r(m) = \frac{B_n}{p}$ et p et le périmètre de la section.

Tableau V.6.Pertes du au retrait du béton.

Sectio n	$B_n(cm^2)$	$p(m)$	$r(m)$	$r(7)$	$r(28)$	ε_r	$\Delta\sigma_{r7j}(MPa)$	$\Delta\sigma_{r28j}(MPa)$	$\Delta\sigma_r(\%)$
0	1.215	6.202	0.19 6	0.79 9	0.941	0. 0	11.468	3.377	0.0023
19.25	0.760	7.085	0.10 7	0.87 9	0.967	0. 0 3	6.908	1.900	0.0013

I.3.2.2 Pertes dues au fluage

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times \sigma'_{bj} \frac{E_p}{E_{ij}} \tag{V.28}$$

Avec : $\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Mg.e}{I}$

Tableau V.7.Pertes dues au fluage de béton.

Secti on	$P(MN)$	$I(m^4)$	$B(m^2)$	$e(m)$	$M_g(MN.m)$	σ'_{bj} (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
0	7.343	0.705	1.598	0.104	0	4.708	49.716	0.0334
19.2 5	7.343	0.575	1.143	1.145	5.660	11.888	125.544	0.0844

I.3.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

Les pertes dues à la relaxation sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{rela} = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)} \quad (V.29)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers utilisés

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$$

(V.30)

Tableau V.8.Pertes dues à la relaxation des aciers.

Section	$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$	$\sigma_{pi(x)}(MPa)$	$\Delta\sigma_{rela}(MPa)$	$\Delta\sigma_{rela}(\%)$
0	263.635	1224.365	41.921	0.0282
19.25	124.938	1363.161	61.932	0.0416

I.3.3 Analyse des résultats Les pertes instantanées sont définies par :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{raccourcissement} \quad (V.31)$$

Le tableau récapitulatif des pertes instantanées est le suivant :

Tableau V.9.Valeurs des pertes instantanées.

Section	Frottement (MPa)	Recul (MPa)	Raccourcissement (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pi}(\%)$
0	56.199	138.796	17.423	212.598	0.1429
19.25	79.206	0	45.649	124.855	0.0839

Et les pertes différées sont représentées par :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{relaxation} \quad (V.32)$$

Le tableau récapitulatif des pertes différées est le suivant : Tableau

V.10.Valeurs des pertes différées.

Section	$\Delta\sigma_{relaxation}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fluage}(MPa)$	$\Delta\sigma_{retrait}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pd}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pd}(\%)$
0	41.921	49.716	3.377	88.027	0.0592
19.25	61.932	125.544	1.900	179.054	0.1203

Et pour le pourcentage des pertes, le tableau V.12 présente le pourcentage des pertes totales :

Tableau V.11.Pourcentage des pertes totales.

Section	$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pd}(MPa)$	$\Delta\sigma$ (MPa)	pourcentage
0	216.598	88.027	304.625	20.47%
19.25	124.855	179.054	303.909	20.42%

Le pourcentage maximal des pertes est de 20.47% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 25% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles est suffisant qui égale à 3 câbles de 12715S chacun avec une contrainte à l'origine de 1488 MPa.

I.3.4 Vérification des contraintes normales

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

Première étape : Elle commence dès le quinzième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont des pertes instantanées (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont les pertes instantanées et 40% des pertes différées.

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place, tant que la poutre est la section résistante.

Quatrième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100%, avec des pertes instantanées des trois câbles 25%.

A l'aide des équations (V.5, V.6, V.7, V.8, V.9) on vérifie les contraintes normales. Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tel que :

Tableau V.12. Vérification des contraintes normales.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	$\Delta\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_{pi}$ + 40% $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pi}$ + 40% $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pt}$
f_{cj} (MPa)	23.180	35.000	35.000	35.000
σ_{max} (MPa)	13.910	21.000	21.000	21.000
σ_{min} (MPa)	-2.990	-4.050	-4.050	-4.050
N (MN)	3.868	7.606	7.606	7.488
M (MN.m)	3.280	3.280	4.880	8.580
V' (m)	-1.028	-1.028	-1.356	-1.356
V (m)	0.872	0.872	0.794	0.794
e_0 (m)	-0.810	-0.810	-1.140	-1.140
I_n (m ⁴)	0.339	0.339	0.595	0.595
B_n (m ²)	0.775	0.775	1.158	1.158
σ_{sup} (MPa)	10.284	12.078	4.413	9.385
σ_{inf} (MPa)	-1.812	6.038	4.110	-4.566
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Pour plus de détails voir annexe D.3.

I.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes : Si $\sigma_t < 0.4 \times f_{cj}$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue de la même manière que les contraintes normales, tel que :

Première étape : les pertes considérées sont des pertes instantanées à l’about.

Deuxième étape : les pertes considérées sont les pertes instantanées avec 30% des pertes différées.

Troisième étape : les pertes sont les pertes totales, instantanées et différées.

Quatrième étape : les pertes sont les pertes totales, instantanées et différées.

Avec :

$$f_{tj} = 0.06f_{cj} + 0.6 \tag{V.33}$$

$$\sigma_t = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_n} \tag{V.34}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4(f_{tj} + \frac{2\sigma_t}{3})} \tag{V.35}$$

$$\sum_1^3 P_i \sin \alpha \tag{V.36}$$

$$V_{red} = V_{g+q} - \sum_1^3 P_i \sin \alpha \tag{V.37}$$

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I} \tag{V.38}$$

Tableau V.13.Vérification des contraintes tangentielles.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	$\Delta\sigma_{pi}$ (à l’about)	$\Delta\sigma_{pi}$ + 30% $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pi(about)}$ + $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pt}$
f_{tj} (MPa)	1.991	2.700	2.700	2.700
σ_t (MPa)	5.647	5.529	3.935	3.935
$-\tau_1$ (MPa)	2.141	2.626	2.398	2.398
V_{g+q} (MN)	0.377	0.547	0.840	0.840
$\sum_1^3 P_i \sin \alpha$ (MN)	0.637	0.624	0.584	0.584
V_{red} (MN)	-0.260	-0.077	0.256	0.256
S (m ³)	0.398	0.398	0.561	0.561
I_n (m ⁴)	0.405	0.405	0.705	0.705
B_n (m ²)	1.215	1.215	1.5975	1.5975
τ (MPa)	-0.457	-0.135	0.364	0.364
b_n (m)	0.560	0.560	0.560	0.560
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l’étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications de contraintes ; totales, normales et tangentielles ; pour confirmer le choix des nombres de câbles et leurs emplacements.

CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va entamer le ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif.

I.2 Etude de l'hourdis

I.2.1.1 Ferrailage transversal de la dalle

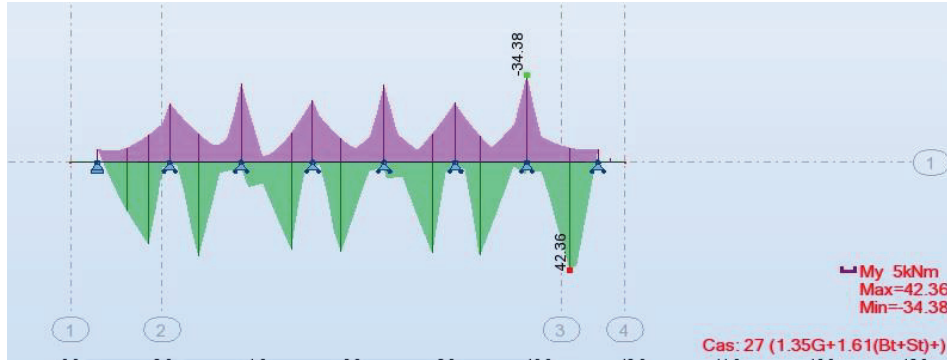


Figure VI.1.le diagramme de My maximale dans le sens transversal

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'état limite ultime à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque, pour faire le ferrailage de l'hourdis.

Pour avoir le ferrailage transversal sur la dalle, on a :

- Zone sur appuis : $M_{max} = 34.38 \text{ KN.m}$
- Zone sur travée : $M_{max} = 42.36 \text{ KN.m}$

Selon BAEL on a :
$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

(VI.1) tel que γ_b est égale à 1.5 pour la situation durable.

$\sigma_b = 19.83 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$: tel que γ_s est égale à 1.15 pour la durabilité.

$\sigma_s = 434.7826 \text{ MPa}$

Le tableau ci-dessous représente les paramètres calculés pour déterminer la section de ferrailage A_s .

Tableau VI.1.Ferrailage transversal de l'hourdis

Les paramètres	Loi de calcul	Zone d'appui	Zone de la travée
		Armatures supérieures	Armatures inférieures
$M_{max}u$		34.38KN.m	42.36KN.m

Epaisseur de la dalle e_d		25 cm	
Enrobage c		3.5 cm	4 cm
Longueur utile d	$e_d - c$	21.5 cm	21 cm
Moment réduit μ	$\frac{M_{max} u}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.0343	0.0484
α	$\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$	0.0436	0.0621
Z	$d(1 - 0.4 \alpha)$	0.2211	0.2048
$A_{s\text{calculée}}$	$\frac{M_{max} u}{\sigma_s \times Z}$	3.577	4.758 cm ²
Ferraillage		4HA12	4HA14
$A_{s\text{retenue}}$		4.520 cm ²	6.160 cm ²
Condition de non fragilité	$A_s \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée
Espacement S_t	$\frac{b}{\text{nombre de barres}}$	25 cm ²	25 cm ²

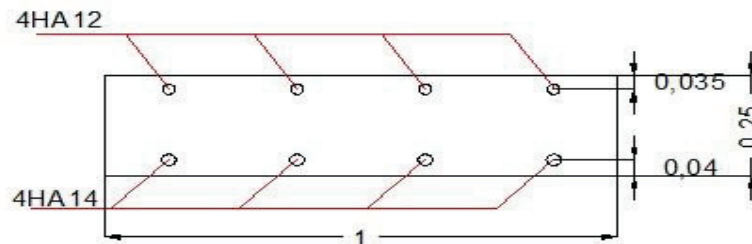


Figure VI.2. Ferraillage transversal de la dalle

I.2.1.2 Ferraillage longitudinal de l'hourdis

On a utilisé un logiciel des éléments finis pour déterminer les valeurs des moments longitudinaux à l'état limite ultime à l'aide du logiciel ROBOT, qui nous aide à déterminer le ferraillage, tel que :

- Zone sur appuis : $M_{max} = 15 \text{ KN.m}$
- Zone sur travée : $M_{max} = 24.6 \text{ KN.m}$

Le tableau ci-dessous récapitule les paramètres calculés pour déterminer la section de ferraillage longitudinal A_s .

Le tableau ci-dessous récapitule les paramètres calculés pour déterminer la section de ferraillage longitudinal A_s .

Tableau VI.2.Ferraillage longitudinal de l'hourdis

Les paramètres	Loi de calcul	Armatures inférieures	Armatures supérieures
M_{maxu}		24.6KN.m	15KN.m
Epaisseur de la dalle e_d		25cm	
Enrobage c		4cm	3.5cm
Longueur utile d	$e_d - c$	21cm	21.5cm
Moment réduit μ	$\frac{M_{maxu}}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.028	0.016
α	$\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$	0.036	0.021
Z	$d(1 - 0.4 \alpha)$	0.207	0.213
A_s calculée	$\frac{\sigma_s \times Z}{M_u}$	2.73cm ²	1.62cm ²
Ferraillage		4HA12	4HA10
A_s retenue		4.52cm ²	3.14cm ²
Condition de non fragilité	$A_s \geq 0.23bd \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée
Espacement S_t	$\frac{b}{\text{nombre de barres}}$	25cm ²	25cm ²

La figure ci-dessous représente le ferraillage longitudinal de l'hourdis.

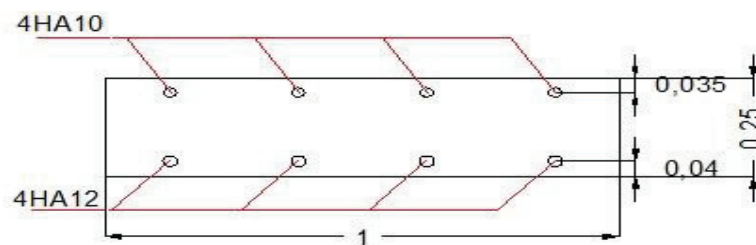


Figure VI.3.Ferraillage longitudinal de l'hourdis

I.3 Calcul des déformations

I.3.1 Calcul des flèches

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{5ML^2}{48E_v I_G} \quad (\text{VI.1})$$

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, I_G est le moment d'inertie équivalent de la poutre avec l'hourdis et E_v est la déformation du béton (IV.3).

$$I_G = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} \quad (\text{VI.2})$$

$$I_G = \frac{0.71 \times 1.95 + 0.64 \times 1.5 + 0.58 \times 15.85}{1.95 + 1.5 + 15.85} = 0.60 m^4$$

I.3.1.1 Flèche due au poids propre de la structure

$$F_G = \frac{5M_G L^2}{48E_v I_G} \quad (\text{VI.3})$$

$$F_G = \frac{5 \times 5.585 \times 38.5^2}{48 \times 12102.945 \times 0.60} = 0.11275 m = 11.275 cm$$

I.3.1.2 Contre flèche de précontrainte

La flèche de précontrainte est donnée par la relation :

$$F_P = \frac{-5M_P L^2}{48E_v I_G} \quad (\text{IV.4}) \quad \text{avec}$$

le moment de précontrainte égal à :

$$M_{P_i} = P_i e_i \cos(\alpha) \quad (\text{IV.5})$$

$$M_{P_1} \approx M_{P_2} \approx M_{P_3} = 2.10 \times 1.14 = 2.394 MN.m$$

$$M_P = 3 \times M_{P_1} = 3 \times 2.394 = 7.182 MN.m$$

$$F_P = \frac{-5 \times 7.182 \times 38.5^2}{48 \times 12102.945 \times 0.60} = -0.15271 m = -15.271 cm$$

I.3.1.3 Flèche due aux surcharges

Le moment à l'ELS est de 7.954 MN.m sur la Poutre 2.

$$F_S = \frac{5M_q L^2}{48E_v I_G}$$

(IV.6)

$$F_S = \frac{5 \times 7.954 \times 38.5^2}{48 \times 12102.945 \times 0.60} = 0.16112 m = 16.112 cm$$

I.3.1.4 Flèche totale

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $F = F_P + F_G = -3.996 cm$

- En service sous charges de service : $F = F_P + F_G + F_S = 11.666 cm$

Tant que la flèche admissible est définie par :

$$F_{adm} = \frac{L}{300} \quad (\text{IV.7})$$

$$F_{adm} = 0.12833 m = 12.833 cm.$$

I.3.1 Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{M.L}{3E_v I_G} \quad (IV.8)$$

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, I_G est le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis et E_v est la déformation du béton (IV.3).

I.3.1.1 Rotation due au poids propre de la structure

$$\theta_G = \frac{M_G.L}{3E_v I_G} \quad (IV.9)$$

$$\theta_G = \frac{5.585 \times 38.5}{3 \times 12102.945 \times 0.60} = 0.0099 \text{ rad} = 0.572^\circ$$

I.3.1.2 Rotation due aux surcharges de service

Le moment max de service est de 7.954 MN.m

$$\theta_S = \frac{M_S.L}{3E_v I_G} \quad (IV.10)$$

$$\theta_S = \frac{7.954 \times 38.5}{3 \times 12102.945 \times 0.60} = 0.0141 \text{ rad} = 0.808^\circ$$

I.3.1.3 Rotation due au précontrainte

$$\theta_P = \frac{-M_P.L}{3E_v I_G} \quad (IV.11)$$

$$\theta_P = \frac{-7.182 \times 38.5}{3 \times 12102.945 \times 0.60} = -0.0127 \text{ rad} = -0.728^\circ$$

I.3.1.4 Rotation résultante à vide

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $\theta = \theta_P + \theta_G = -0.0028 \text{ rad}$
- En service : $\theta = \theta_P + \theta_G + \theta_S = 0.0113 \text{ rad} = 0.647^\circ$



Figure VI.4. Flèches du tablier

I.3.1 Calcul des déplacements d'appuis

I.3.1.1 Déplacement du à la rotation

$$\Delta_{\theta} = \frac{\theta \times h_{poutre}}{2} \quad (IV.12)$$

$$\Delta_{\theta} = 0.01074m = 1.074cm$$

I.3.1.2 Déplacement du au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la relation :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} \quad (IV.13)$$

Avec $\varepsilon_r = 3.10^{-4}$

$$\Delta_r = \frac{37.5 \times 3 \times 10^{-4}}{2} = 0.00563m = 0.563cm$$

I.3.1.3 Déplacement du au fluage

$$\Delta_{fl} = \frac{\frac{L}{2} \times \Delta \sigma_{flu}}{E_p} \quad (IV.14)$$

$$\Delta_{fl} = \frac{37.5 \times 125.544}{2 \times 1.9 \times 10^5} = 0.01239m = 1.239cm$$

I.3.1.4 Déplacement du à la température

$$\Delta_t = \Delta \frac{L \times L}{2} \quad (IV.15)$$

Avec ΔL égale à $\pm 2 \times 10^{-4}$ pour une variation de température de $\pm 20^{\circ}C$ pour chaque appui.

$$\Delta_t = \frac{\pm 2 \times 10^{-4} \times 37.5}{2} = \pm 0.00375m = \pm 0.375cm$$

I.3.1.5 Déplacement total

Le déplacement total est défini par la relation suivante :

$$\Delta_{max}^{(\pm)} = \frac{2}{3} (\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_f) \pm \Delta_t \quad (IV.16)$$

$$\Delta_{max}^{(+)} = \frac{2}{3} (1.074 + 0.563 + 1.239) + 0.375 = 2.292cm$$

$$\Delta_{max}^{(-)} = \frac{2}{3} (1.074 + 0.563 + 1.239) - 0.375 = 1.542cm$$

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le ferrailage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale. Ensuite, on a entamé les déplacements et les rotations. On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible.

CHAPITRE VII : Equipements du tablier

I.1 Introduction

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

I.2 Appareil d'appui

Les appareils d'appui ont pour but d'assumer la liaison entre la structure et son support en éliminant toutes les déplacements verticaux, horizontaux et les rotations.

- Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :
- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Articulations en béton.
- Appareils d'appui spéciaux.
- Appareils d'appui métalliques.

I.2.1 Choix de l'appareil d'appui

Dans ce projet, l'appareil d'appui utilisé est celle en élastomère fretté. Ce type d'appareils d'appuis est le plus utilisé dans les ouvrages en béton parce qu'ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, il est facile à contrôler, ils exigent aucun entretien et leur coût est relativement modéré.

L'intérêt de ces appareils appuis réside dans leur déformabilité lors des efforts qui les sollicitent.

I.2.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui

I.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui [SETRA]

$$2MPa \leq \sigma_m \leq 15MPa \quad (\text{IIV.1})$$

$$2MPa \leq \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15MPa \quad (\text{IIV.2})$$

Tel que $2MPa$ est la condition de non cheminement et $15MPa$ est la condition de non écrasement. Et l'effort tranchant maximal est défini par l'équation (IIV.3) :

$$N_{max} = T_G + D_{240} = 580.20 + 258.67 = 838.87 \text{ KN} = 0.8389 \text{ MN}$$

(IIV.3)

On trouve que la surface de l'appareil est définie par l'inégalité suivante :

$$0.0559 \text{ m}^2 \leq a \cdot b \leq 0.4195 \text{ m}^2$$

On prendra $a \cdot b \approx 400 \times 300 \text{ mm}^2$

I.2.2.2 Hauteur nette d'élastomère T $T \geq \frac{U}{0.5}$ tel que U est la déformation

$$\text{lente } U = \Delta_r + \Delta_t + \Delta_{fl} = 0.563 + 0.375 + 1.239 =$$

$$2.18 \text{ cm}$$

donc :

On prend $T = 60 \text{ mm}$ qui est 5 feuilletes de 12 mm

I.2.2.3 Condition de non flambement de l'appareil d'appui

La condition de non flambement est la suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad (\text{avec } a \text{ est le plus grand côté}) \quad (\text{IV.4})$$

Donc on prend $a = 0.4m$ qui vérifie la condition.

I.2.2.4 Dimensionnement des frettes Le

dimensionnement repose sur la relation suivante :

$$t_s \geq \max\left(\frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e}; 2mm\right) \quad (\text{IV.5}) \text{ tant}$$

que :

$\sigma_e = 2200kg/cm^2 = 220MPa$; (Acier E24-1 : $e < 3mm$ [SETRA Bulletin technique]).

$t_s \geq \max(0.088mm; 2mm)$ Donc,

on prend :

- 5 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 12 \text{ mm}$ En pratique, l'épaisseur des couches externes est souvent la moitié de celle des feuillets internes. La distorsion sera donc maximum pour ces feuillets internes.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $\frac{t}{2} = 6mm$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3mm$.

L'appui sera désigné par l'appellation de t est t_s donc l'épaisseur de l'appareil d'appui est de $75mm$.

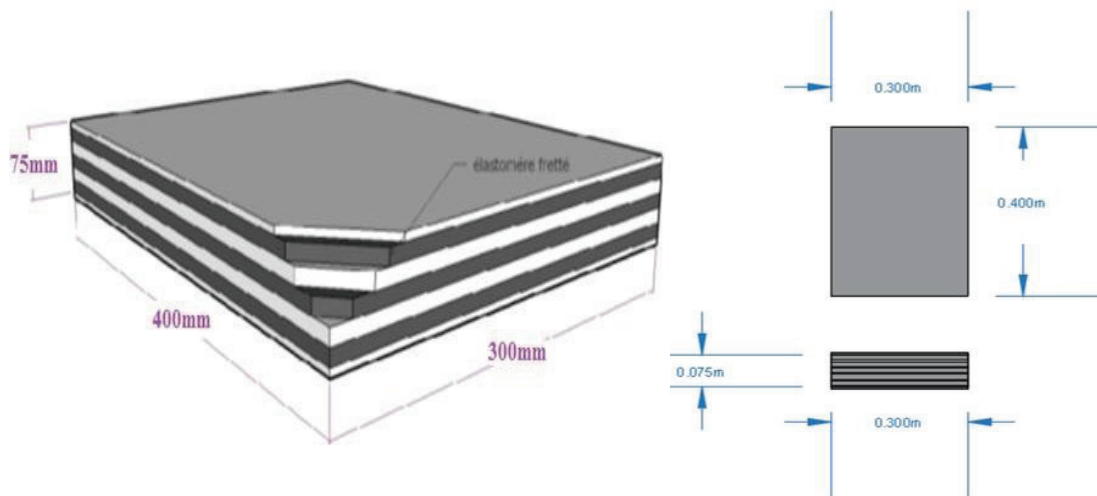


Figure VII.1.Appareil d'appui en élastomère fretté.

I.2.2.1 Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

I.2.2.1.1 Effort de système Bc Cet

effort est défini par la relation suivante :

$$H_{Bc} = \frac{F(Bc)}{n_{\text{appareil d'appui}}} \quad (\text{IV.6})$$

$$H_{Bc} = \frac{300}{8 \times 2} = 18.75 \text{ KN}$$

I.2.2.1.2 Effort du au séisme

$$\text{Effort horizontal : } H_H = 0.20G \quad (\text{IIV.7})$$

$$\text{Effort vertical : } H_V = \pm 0.06G \quad (\text{IIV.8})$$

Tel que G représente le poids propre du tablier Donc :

$$H_{H/app} = 34.15 \text{ KN}$$

$$H_{V/app} = 10.25 \text{ KN}$$

I.2.2.1.1 Effort du au vent

Cet effort est défini par la loi suivante :

$$H_v = P_v \times S \quad (\text{IIV.9})$$

Tel que : $S = H_{P+D} \times L_{porté}$ est la section latérale du tablier

P_{vent} est la pression de vent , et S l'aire de la surface

$$H_{vent} = 2.5 \times 2.15 \times 38.5 = 206.94 \text{ kN}$$

Donc l'effort de vent sur l'appareil d'appui est de 12.93 KN.

I.2.2.1.2 Effort du aux déformations L'effort

dû aux déformations est défini par :

$$H_{\Delta} = \frac{\Delta_{max} \times G \times a \times b}{T} \quad (\text{IIV.10})$$

$$H_{\Delta} = \frac{2.292 \times 10^{-2} \times 0.8 \times 0.3 \times 0.4}{0.06} = 0.0367 \text{ MN} = 36.70 \text{ KN}$$

Donc l'effort sur chaque appareil d'appui est de 2.29KN.

I.2.2.2 Vérification des contraintes**I.2.2.2.1 Sollicitation sous charge verticale**

$$\text{Il faut vérifier l'inégalité suivante : } \tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G \quad (\text{IIV.11})$$

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparait au niveau de frettage

$$\text{Avec : } \beta = \frac{a \times b}{2 \times (t \times (a+b))} = 7.143 \quad \text{et } \sigma_m = \frac{N_{max}}{ab} = \frac{0.8389}{0.3 \times 0.4} = 6.991 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc la condition } \tau_N = \frac{1.5 \times 6.991}{7.143} = 1.468 \text{ MPa} \leq 3G$$

Vérifiée.

I.2.2.2.2 Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal**I.2.2.2.2.1 Sous déplacement lent**

$$\text{Il faut vérifier l'inégalité suivante : } \tau_{H_1} = \frac{G \cdot U}{T} \leq 0.5G \quad (\text{IIV.12})$$

$$\text{Avec } U = \Delta_r + \Delta_t + \Delta_{fl} = 2.18 \text{ cm}$$

$$\text{Donc la condition } \tau_{H_1} = 0.291 \text{ MPa} \leq 0.5G \quad \text{Vérifiée.}$$

I.2.2.2.2 Sous un effort dynamique

La contrainte est calculée pour le freinage du système B_c selon l'équation (IIV.13).

$$\tau_{H_2} = \frac{H_{Bc}}{ab} \quad (\text{IIV.13})$$

$$\tau_{H_2} = \frac{18.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4} = 0.156 \text{MPa}$$

I.2.2.2.3 Déformation lente et déformation rapide

Il faut que :

$$\tau_H \leq 0.7G$$

(IIV.14)

Tel que : $\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \times \tau_{H2}$

Donc la condition : $\tau_H = 0.291 + 0.5 \times 0.156 = 0.369 \text{MPa} \leq 0.7G$ Vérifiée.

I.2.2.2.4 Sollicitation dû à une rotation

La sollicitation due à une rotation est défini par l'équation (IIV.15).

$$\tau_\alpha = \frac{G \cdot \alpha^2 (\alpha_0 + \alpha_T)}{2 \cdot T^2 n} \quad (\text{IIV.15})$$

Avec α_0 représente la rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose, dans ce cas ; béton préfabriqué ; on a $\alpha_0 = 10^{-2}$ et α_T est une rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\tau_\alpha = \frac{0.8 \times 0.3^2 \times (10^{-2} + 2.8 \times 10^{-3})}{2 \times 0.06^2 \times 8} = 0.016 \text{MPa}$$

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$\tau = 1.468 + 0.369 + 0.016 = 1.853 \text{MPa} \leq 5G$ Vérifiée.

I.3 Dés d'appui

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

I.3.1 Dimensionnement des dés d'appui

D'après le guide SETRA, le dimensionnement ($a \times b$) des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm, on prend $d=10$ cm

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $a = 0.60m$ et $b = 0.50m$ Avec une hauteur déterminée par l'inégalité suivante :

$$H \geq \frac{2ab}{2(a+b)} \quad (\text{IIV.16})$$

Donc on prend $H \geq 0.273m$, ; on prend $H = 0.4m$ mais pour garantir le divers du tablier Hest variante.

I.3.2 Ferrailage des dés d'appui

La section de ferrailage A des dés d'appui est définie par la relation :

$$A = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \quad (\text{IIV.17})$$

Avec la réaction maximale ultime est égale à :

$$R_{max} = 1.35T_G + 1.35T_{D240} = 1132.47 \text{ KN} = 1.133 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa} \quad (\text{IIV.18})$$

I.3.2.1 Armatures de chaînage

Les armatures de chaînage résiste à 25% de R_{max} .

Donc : $A_C = \frac{0.25 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.25 \times 1.133}{434.78} = 6.50 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 6HA12 pour une section A_C de 6.79 cm^2 .

I.3.2.2 Armatures profondeur Ces

armatures résiste à 12.5% de R_{max} .

Donc : $A_P = \frac{0.125 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 1.133}{434.78} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 6HA10 pour une section A_P de 4.71 cm^2 .

I.3.2.3 Armatures de diffusion

I.3.2.3.1 Ferrailage de surface ou supérieur Les

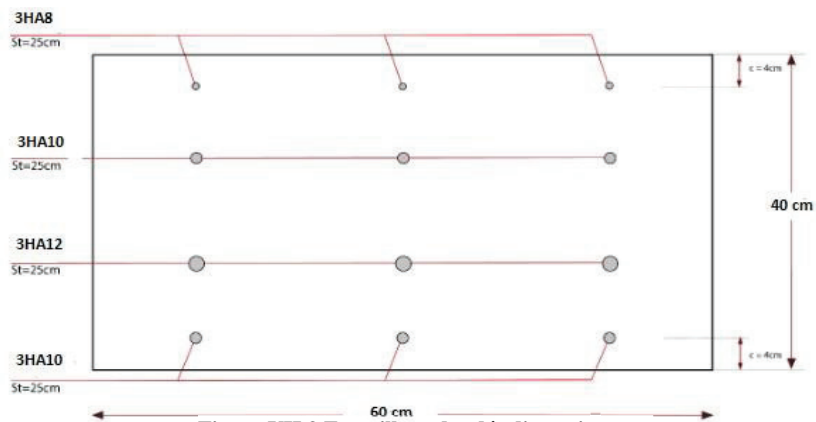
armatures de diffusion de surface capables de reprendre 4% de R_{max} .

Donc : $A_{d_{sup}} = \frac{0.04 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 1.133}{434.78} = 1.04 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 6HA8 pour une section $A_{d_{sup}}$ de 3.02 cm^2 .

I.3.2.3.1 Ferrailage d'éclatement ou inférieur

Les armatures de diffusion de surface capables de résister à 10% de R_{max} .

Donc : $A_{d_{inf}} = \frac{0.1 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 1.133}{434.78} = 2.61 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 6HA10 pour une section $A_{d_{inf}}$ de 4.71 cm^2 .



I.4 Joint de chaussée

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

I.4.1 Choix du joint de chaussée

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température), doit être inférieur à W .
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à $1,3W$.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être inférieur à $1,3W$.

Avec W représente le déplacement qui caractérise le type de joint de chaussée choisi.

I.4.2 Calcul des déplacements

I.4.2.1 Déplacement du aux vibrations linéaires

$$\Delta_t = \frac{2}{3} \times (\Delta_{fl} + \Delta_r + \Delta_\theta) + \Delta_T = 2.292 \text{ cm}$$

I.4.2.2 Déplacement du au freinage

Le freinage est une variation instantanée donc $G = 1.6 \text{ MPa}$.

$$\Delta_{freinage} = \frac{T \times H_f}{G \times a \times b} = \frac{0.06 \times 18.75 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.3 \times 0.4} = 0.00586 \text{ m} = 0.586 \text{ cm}$$

I.4.2.3 Déplacement du au séisme

$$\Delta_{séisme} = \frac{T \times H_{H/appui}}{G \times a \times b} = \frac{0.06 \times 10^{-2}}{1.6 \times 0.3 \times 0.4} = 0.04101 \text{ m} = 4.101 \text{ cm}$$

I.4.3 Combinaison de calcul

$$\Delta_t + \Delta_{freinage} = 2.292 + 0.586 = 2.878 \text{ cm}$$

$\Delta_t + \Delta_{séisme} = 2.292 + 5.337 = 7.629 \text{ cm}$ Donc on prend le type REJ100.



Figure VII.3. Joint de chaussée REJ100.

I.5 Autres équipements du tablier

- **Etanchéité** : ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.
- **Couche de roulement** : cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.
- **Trottoirs** : le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une route nationale ; la largeur des trottoirs sera donc : $L_t = 1,2m + 0,6m$.
- **Revêtements du tablier** : l'épaisseur de cette couche est de 0.07m.
- **Garde-corps** : ce sont des barrières à hauteur de poitrine. En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre pont on va employer des garde-corps standard de 1.1m de hauteur.
- **Corniches** : ces éléments ont essentiellement un rôle esthétique, mais aussi elles aident à éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.
- **Glissières de sécurité** : son rôle principal est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant le long des véhicules qui roulent sur les voies du pont ; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions normalisées.

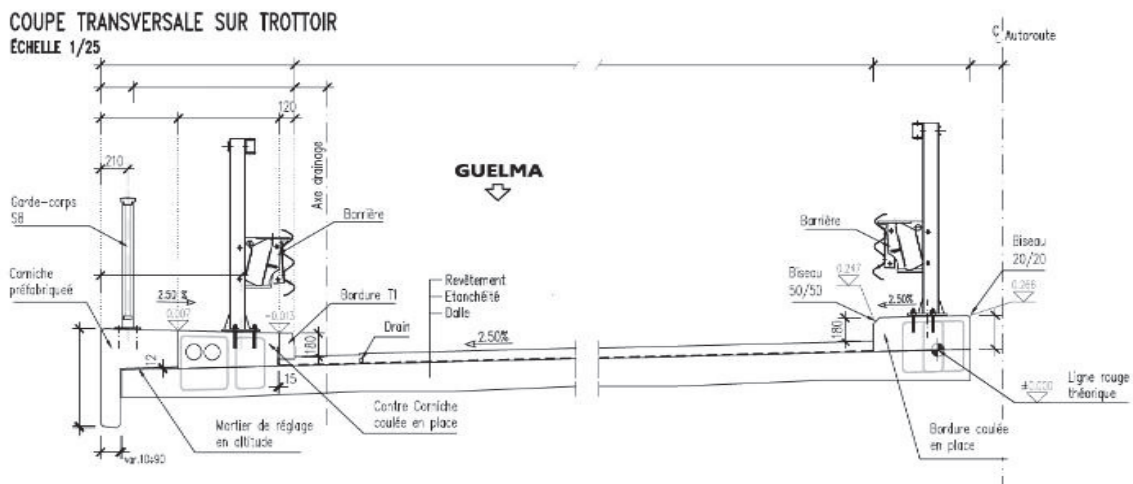


Figure VII.4. Coupe transversale des équipements de tablier

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a cité les rôles des équipements, ainsi que leurs dimensionnements pour garantir le meilleur confort des usagers du pont.

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

I.1 Introduction

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étude très importante de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations consiste une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

I.2 Etude de la pile

Les piles reprennent les efforts exercés par le tablier ; tel que les efforts de freinage, les efforts sismiques et le vent.

I.2.1 Conception de la pile

Selon les caractéristiques et contraintes naturelles, on a opté pour la solution d'une pile poteau qui permet une transmission régulière le long de la semelle de la charge importante du tablier et du trafic routier, tel que : La hauteur H_{pile} est définie par :

$$H_{pile} = C\hat{o}t\hat{e}_{proj\hat{e}t} - C\hat{o}t\hat{e}_{fondation} - (h_{appareil} + d\hat{e}appui + h_{tablier}) \tag{VIII.1}$$

Tableau VIII.1.Paramètres de la pile.

Pile	Pile 1	Pile 2
Hauteur de pile H_{pile} (m)	13.12	15.00
Hauteur de fut H_{fut} (m)	11.52	13.40

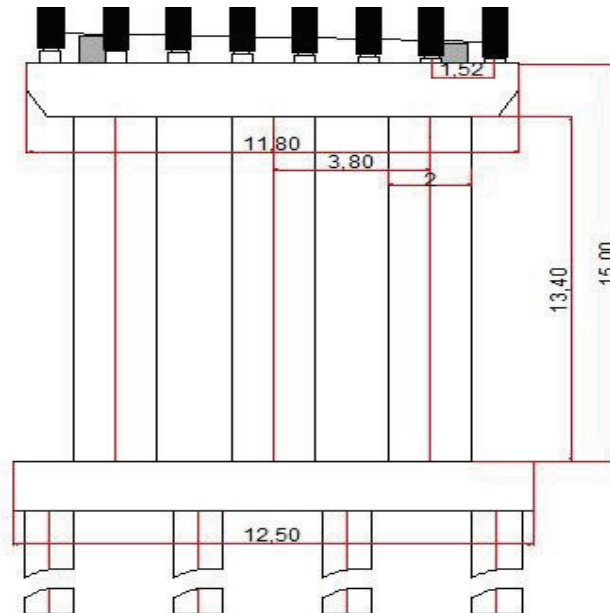


Figure VIII.1.Coupe transvers ale de la pile

I.2.2 Evaluation des efforts sur la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de fondation. Les tableaux ci-dessous présentent les efforts qui sollicitent la pile (Pour plus de détails voir annexe E.1).

Tableau VIII.2.Effort verticaux sur la pile.

L'effort vertical	Valeur (KN)
Poids propre de la pile "G _p "	5078.80
Poids propre du tablier "G _t "	10929
Surcharge A(l)	2308.45
Surcharge B _c	1600.33
Surcharge Mc120	1137.99
Surcharge D240	2140.80
Surcharge S(T)	69.33

Tableau VIII.3.Effort horizontaux sur la pile.

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Effort de freinage dû à l'A	305.93
Effort de freinage dû au B _c	300
Séisme	2401.17

I.2.3 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

L'évaluation et l'analyse d'un pont se fait par la méthode monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

On a un pont de deuxième groupe, ainsi que la zone sismique et zone IIa, donc on a un coefficient d'accélération 0.20 (Pour plus de détails voir Annexe E.2).

Et selon le RPOA on a les caractéristiques dynamiques suivantes :

Tableau VIII.4.Caractéristiques dynamiques.

	Spectre horizontal	Spectre vertical
Coef d'accélération de zone A	0.20	0.20
Période T ₁	0.15	0.15
Période T ₂	0.40	0.40
Coefficient de site S	1.10	1
Facteur η	1	1
Taux d'amortissement % ξ	5	

Pour les zones de faible sismicité, on peut négliger la composante verticale.

I.2.4 Stabilité vis-à-vis le glissement

I.2.4.1.1 Condition normale

La condition à vérifier est $(H/V) \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$, tel que φ est Angle de frottement latérale qui égale 30° .

$$H = 305.93 + 300 = 605.93 \text{ KN}$$

$$V = 13782.34 \text{ KN}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{605.93}{13782.34} = 0.044$$

$$\operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right) = 0.36$$

$$0.044 \leq 0.36$$

Vérifiée.

I.2.4.1.2 Condition sismique

La condition à vérifier est $(H/V) \leq 0,4$

$V = 16007.80 \text{ KN}$. $H = 2401.17 \text{ KN}$.

$$\frac{H}{V} = \frac{2401.17}{16007.80} = 0.15$$

$$0.15 \leq 0.40$$

Vérifiée.

I.2.4.1.3 En présence de vent

La condition à vérifier est : $(H/V) \leq \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$

$$H = 2 \times 15 \times 2.25 = 67.5 \text{ KN}.$$

$$V = 13782.34 \text{ KN}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{67.5}{13782.34}$$

$$\operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right) = 0.36$$

$$4.89 \times 10^{-3} \leq 0.36$$

Vérifiée.

I.2.4.2 Ferrailage de la pile

I.2.4.2.1 Etude de chevêtre

Les diagrammes des sollicitations de chevêtres sont les suivants :

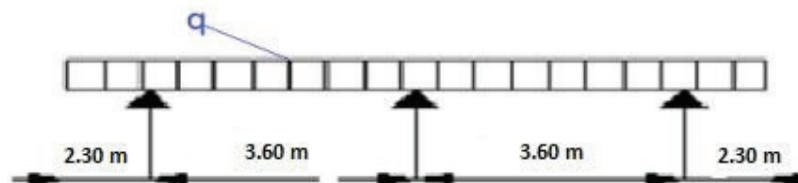


Figure VIII.2. Schéma statique du chevêtre.

I.2.4.2.2 Armature longitudinales

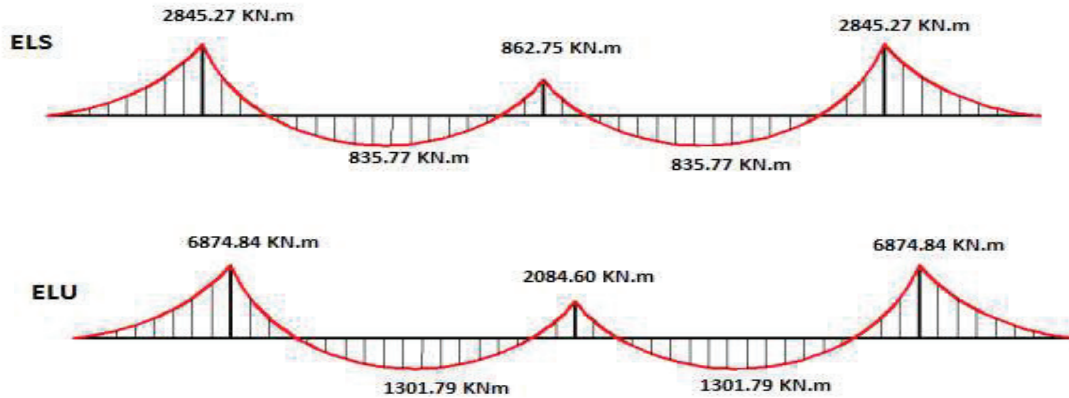


Figure VIII.1.Moments sollicitant le chevrete.

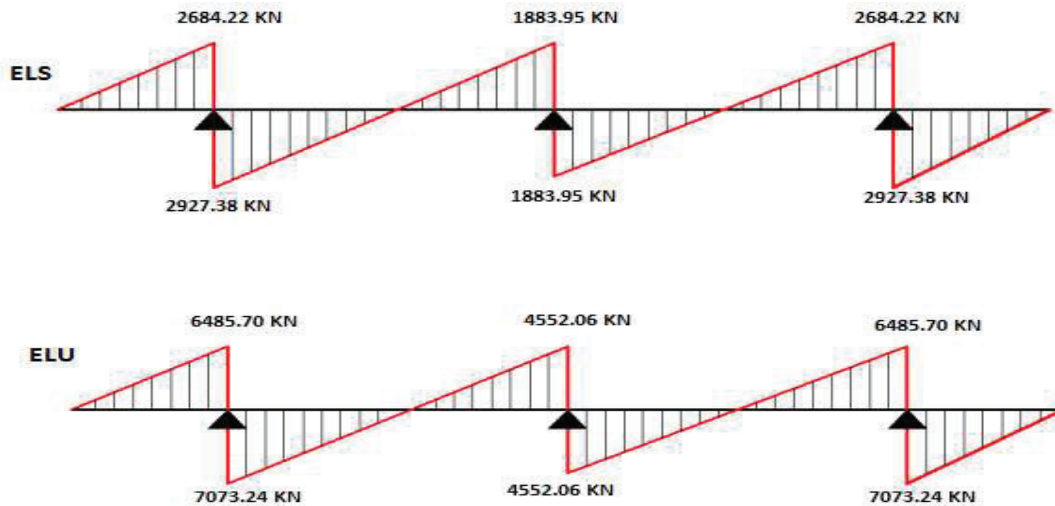


Figure VIII.2.Effort tranchant sollicitant le chevrete.

Tableau VIII.5.Ferraillage longitudinal du chevrete.

Direction de ferraillage	Section	M (KN.m)		As min (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Ferraillage adopte	S _t (cm)
		M _{min}	M _{max}					
Longitudinal	b=250cm h=160 cm d ₁ = 5 cm d ₂ =5 cm	ELU	-6874.84	1301.79	45.95	26.17	HA40 HA20	S _t = 20
		ELS	-2845.27	835.77				

I.2.4.2.3 Armatures transversales

Espacement : $S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$ donc $S_t = 20 cm$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

(VIII.2)

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le beton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'E.L.U

$$\tau_u = \frac{7.073}{2.5 \times 1.44} = 1.96 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA12 avec $t=10$ cm sur appui et $t=15$ cm en travée.

$$A_{st} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} \gamma_s \times b_0 \times S_t$$

$$A_{st} \geq \frac{(1.96 - 0.3 \times 1 \times 2.22)}{0.9 \times 400} \times 1.15 \times 2.5 \times 0.2 \times 10^4 = 2.067 \text{ cm}^2$$

Avec : $k=1$ pas reprise de bétonnage. **Section**

minimale $A_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$

$$A_{min} \geq \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.2}{400} \times 10^4 = 5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{t1} = \max(A_{st}, A_{min}) = 5 \text{ cm}^2$

$A_{t1} \geq 5 \text{ cm}^2$ soit : $A_{t1} = 6.16 \text{ cm}^2$: 2 cadre de HA14

I.2.5 Etude de chevêtre à la torsion

I.2.5.1 Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{M_{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0.375 \times 8.2 \times 1.15}{2 \times 2.86 \times 400} \times 10^4 = 15.46 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre extérieur : $U = 2 \times (2,5 + 1,6) = 8.2 \text{ m}$.

Donc : on prend 5HA20.

I.2.5.2 Armature transversal

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion.

Elles sont constituées par des cadres avec dont les plans sont normaux à la ligne moyenne.

$$A_s \geq \frac{M_{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0.375 \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 2.86 \times 400} \times 10^4 = 0.38 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA).

D'ou: $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 5 + 0.38 = 5.38 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 5.38 \text{ cm}^2$ donc 2 cadre HA 14

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA14 avec $t=10$ cm sur appui et $t=20$ cm en travée.

I.2.5.3

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{v}{U \times d} ; \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.22 = 3 \text{ MPa}$$

Avec U : périmètres des armateurs tendus = $(\pi + 2)\phi = 71.98$.

$$\tau_s = \frac{V_u}{U \times d} = \frac{7.073}{71.98 \times 1.44} = 0.068 \text{MPa}$$

0.068 MPa < 3 MPa. Vérifie.

I.2.5.4 Justification de béton

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$0.22^2 + 1.96^2 = 3.89 \leq 2.7^2 \text{ donc vérifier}$$

I.2.6 Etude de fût

Les fûts ont une hauteur de 13.40 m , avec un diamètre ϕ de 2 m et chaque piles à trois fûts.

I.2.6.1 Vérification de flambement du fût II

faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda : \text{élancement de la pièce} : \lambda = \frac{l_f}{i}$$

(VIII.3)

l_f : longueur de flambement. i : rayon de giration.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 13.40 = 9.38 \text{ m}$$

$$i = \frac{\phi}{4} = 0.5 \text{ m} \quad \phi : \text{diametre de fut}$$

$$\lambda = \frac{9.38}{0.5} = 18.76$$

$$\bar{\lambda} = \max \left(50 \text{ Min} \left(\frac{67 \times e_0}{\phi}; 100 \right) \right)$$

Donc $\lambda = 18.76 < \bar{\lambda} = 50$

On n'a pas de déformation sur l'axe hors l'axe d'application des efforts de la pièce. Donc on n'a pas un risque de flambement.

I.2.6.2 Ferrailage de fût

I.2.6.2.1 Armatures longitudinales

(Pour plus de détails voir Annexe E.3).

Tableau VIII.6. Section d'armatures longitudinales de fût.

Efforts		AsL (cm ²)	Choix des barres
N (KN)	9042	193.01	24HA32
M (KN.m)	20630.19		

I.2.6.2.2 Armatures transversales

On prend $\phi = HA16$ avec un espacement de 10cm dans les zones de recouvrement (zone critique) et 25 cm pour la courante.

I.2.7 Etude des fondations I.2.7.1

Les semelles

Les semelles ont une épaisseur de 1.50m, avec une longueur de 12.50m, et une largeur de 6.00m (Pour plus de détails voir annexe E.4).

I.2.7.1.1 Vérification de la stabilité et de la résistance de la fondation

Longueur de la semelle L = 12.5m

Largeur de la semelle l = B = 6m

Diamètre du fut $D = 2$ m

I.2.7.1.1.1 Condition stabilité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2640}{22051.52} = 0.12$$

(Aucun soulèvement n'est toléré : $e_0 \leq \frac{B}{6}$ (vérifier) Léger soulèvement est toléré : $\frac{B}{6} \leq e_0 \leq \frac{B}{4}$)

I.2.7.1.1.2 Condition non renversement

$$B' = 3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \geq \frac{1}{10}B.$$

On a :

E.L.U: $e_0 = 0.12$ m donc : $B' = 6.33$ m $> \frac{1}{10}B$. Vérifier.

La semelle de la fondation est stable au renversement.

I.2.7.1.2 Ferrailage de la semelle

Tableau VIII.7. Ferrailage de la semelle.

Condition	Normal e	Sismique e			Espacemen t
Ferrailage	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Ferrailage adopté	Enrobage	St (cm)
Armatures transversales inférieures	102.37	90.30	13 HA32	10	22
Armatures longitudinales inférieures			12HA20		25
Armatures transversales supérieures			7HA14		45
Armatures longitudinales supérieures			12HA20		25
Armatures latérales			7HA14		

I.2.7.2 Les pieux

I.2.7.2.1 Nombre de pieux

On détermine le nombre de pieu avec la relation :

$$n = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad (VIII.4)$$

Tel que : Q_p est la capacité portante d'un pieu donnée par le rapport de sol = 3420.40 KN

$n = \frac{22051.52}{3420.40} = 6.45$ On a pris 8 pieux pour des raisons constructives.

I.2.7.2.2 Ferrailage des pieux (Pour plus d'information voir annexe E.5).

Tableau VIII.8.Ferrailage des pieux.

Sens du Ferrailage	As (cm ²)	Ferrailage adopté	St (cm)
Longitudinales	112.90	23HA25	
Transversales		HA12	10 (la zone critique) 20 (la zone courante)

I.3 Etude de la culée

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit assurer les fonctions mécaniques et techniques.

I.3.1 Choix du type de culée

Pour un meilleur choix de culée, il faut une connaissance sur les contraintes naturelles et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage et le mode de construction du tablier. Il existe deux types de culée :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

I.3.2 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII.9.Dimension de la culée.

Elément	Hauteur ou largeur (m)	Longueur(m)	Epaisseur(m)
Mur de front	3.25	11.80	1.75
Mur de garde grève	2.40	11.80	0.30
Mur en retour	5.70	7.30	0.60
Dalle de transition	5.70	4.00	0.30
Corbeau	0.40	0.80	0.30
La semelle	8.00	12.50	1.50

Pour plus de détails voir annexe E.6.

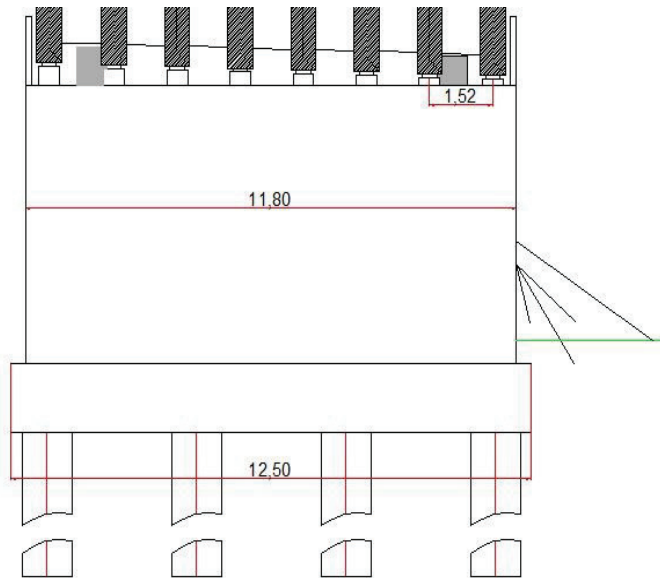


Figure VIII.5. Coupe transversale de la culée

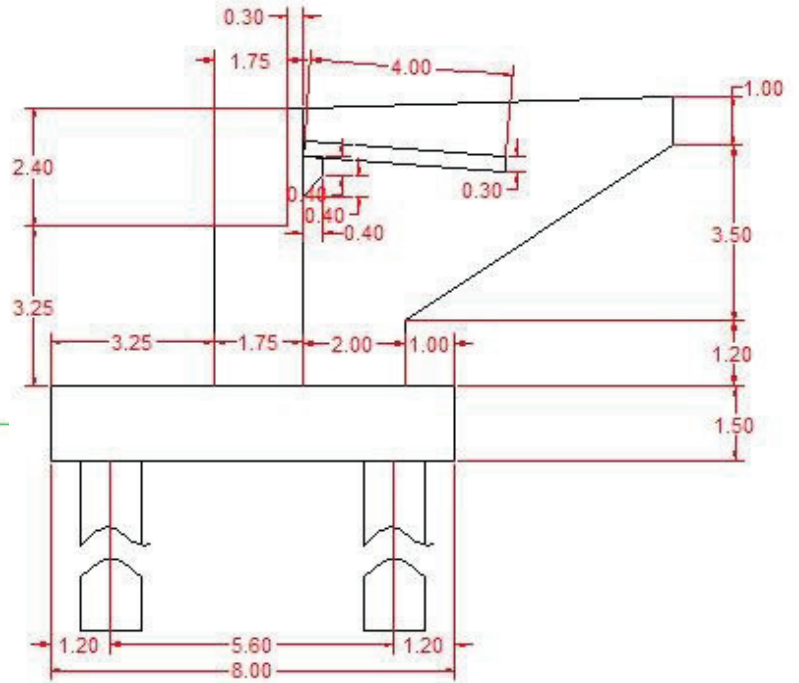


Figure VIII.6. Schéma de la culée

I.3.3 Stabilité de la culée

I.3.3.1 Cas normal (sans séisme)

I.3.3.1.1 Stabilité interne

Pour assurer la stabilité interne de la culée, la résultante de tous les efforts agissants doit rester à l'intérieur du noyau central de la fondation. Cette condition doit être respectée pendant toutes les phases de réalisation de la culée.

Tableau VIII.10.Poids de la culée et terre.

Désignation	Poids(t)	e (m)	M/G (t.m)
1-Mur en retour	193.80	4.18	810.084
2-Mur en retour	280.50	4.77	1337.985
3-Mur en retour	291.90	2.00	583.8
4-Mur frontal	2852.65	0.14	399.371
5-Mur garde grève	206.50	0.85	175.525
6-la semelle	3750	0.00	0
7-la dalle de transition	354.00	4.18	1479.72
8- Corbeau	70.80	1.20	84.96
Somme	8000.15		4871.45
Remblai sur patin avant	1462.50	-2.38	-3480.75
Remblai sur patin arrière	3847.50	2.50	9618.75
Somme	13310.15		11009.45

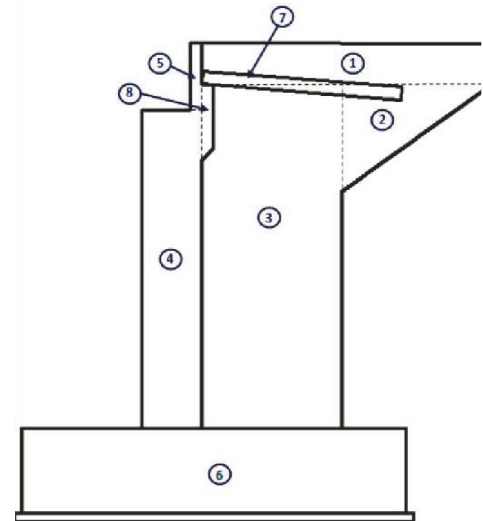


Figure VIII.7. Décomposition de la culée.

Tableau VIII.11.Vérification de la stabilité en construction.

Stabilité interne	Condition à vérifier	Calcul	Observation
Poids propre	$\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$	$\frac{4871.45}{8000.15} \leq \frac{8}{6}$	Vérifiée
Poids propre + poids des terres	$\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$	$\frac{11009.45}{13310.15} \leq \frac{8}{6}$	Vérifiée

Tableau VIII.12.Vérification de la stabilité en service.

Élément	Poids(KN)	e (m)	M/G (KN.m)
Réaction transmise par le tablier	5464.50	0.00	0.00
Poids propre de la culée	8000.15	2.20	17600.33
Remblai sur patin avant	1462.50	-2.38	-3480.75
Remblai sur patin arrière	3847.50	2.50	9618.75
Surcharge sur remblai	354	2.50	885
Somme	1912865		24623.33
$\frac{M_G}{N} = \frac{17998.83}{18619.47} = 1.29 \leq \frac{8}{6}$		donc la stabilité interne en service est vérifiée.	

I.3.3.1.2 Stabilité externe

Tableau VIII.13. Effort intervenant dans la stabilité externe

Élément	Calcul	N(KN)	H(KN)	e(m)	MS (KN.m)	MR (KN.m)
Réaction transmise par le tablier		5464.50		0.00		0.00
Terre						
Poussée	$0.5 \times 0.33 \times 18 \times 7.20^2 \times 11.80$		1816.79	2.4		4360.30
Poids	$18 \times 11.80 \times 7.20 \times 3$	4587.84		2.50	11469.60	
Surcharge sur le remblai						
Poussée	$0.33 \times 10 \times 11.80 \times 7.20$		280.37	2.4		672.88
Poids	$10 \times 11.80 \times 3$	354		2.50	885	
Somme		10406.34	2097.16		12354.60	5033.18

Tableau VIII.14. Vérification de la stabilité externe.

Stabilité externe	Condition de stabilité	Calcul	Observation
Renversement	$M_S > 1.5M_R$	$12354.60 > 1.5 \times 5033.18$	Vérifiée
Glissement	$\frac{H}{N} \leq tg\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$	$\frac{2097.16}{10406.34} = 0.20 \leq 0.36$	Vérifiée
Enfoncement	N'est pas prise en compte car les fondations sont profondes		

I.3.3.2 Cas d'un séisme

La poussée dynamique des terres est calculée par toutes méthodes scientifiquement validées. A défaut, la méthode de Mononbé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée. On néglige en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_H et K_V .

$$K_H = A$$

$$K_V = 0,3K_H$$

D'après le RPOA le coefficient A correspondant à notre cas vaut 0.15 d'où :

$$K_H = 0.2$$

$$K_V = 0.06$$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportent à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi et a pour valeur

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma(1 + K_V)H^2 \times K_{ad} \tag{VIII.4}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta(1 + \frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta})^2} \tag{VIII.5}$$

Avec : $\theta = \text{angle entre la direction du séisme et la verticale } \theta = \arctan\left(\frac{k_H}{1+K_V}\right)$

Tableau VIII.15.Valeurs de K_{ad} pour trois cas de séisme.

Action du séisme	Cas	K_V	k_H	θ	K_{ad}
Verticale+horizontal	1	0.06	0.20	10.68	0.464
Horizontal	2	0	0.20	11.31	0.473
Verticale	3	-0.06	0.20	12.01	0.484

Les résultats trouvés dans le cas normal (sans séisme) restent valables sauf pour la poussée des terres, et la poussée due aux surcharges sur remblai.

I.3.3.2.1 Stabilité interne

La condition à vérifier dans le cas des séismes est : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{4}$

On a vu dans le cas normal que la condition : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$ est vérifiée donc : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{4}$ l'ai aussi.

I.3.3.2.2 Stabilité externe

Tableau VIII.16.Calcul des poussées dans les trois cas de séisme.

	Cas	F_{ad}	e	M_R
Poussée des terres	1	$0.5 \times 18 \times (1 + 0.06) \times 7.20^2 \times 0.464 \times 11.80$	2.4	9047.82
	2	$0.5 \times 18 \times (1 + 0) \times 7.20^2 \times 0.473 \times 11.80$	2.4	6249.74
	3	$0.5 \times 18 \times (1 - 0.06) \times 7.20^2 \times 0.484 \times 11.80$	2.4	2011.38
Poussée des surcharges	1	$0.464 \times 10 \times 11.80 \times 7.20$	2.4	946.12
	2	$0.473 \times 10 \times 11.80 \times 7.20$	2.4	964.47
	3	$0.484 \times 10 \times 11.80 \times 7.20$	2.4	986.90

Tableau VIII.17.Efforts intervenant dans la stabilité externe.

Élément		N(t)	H(t)	e(m)	MS (t.m)	MR(t.m)
Réaction transmise par le tablier		5464.50		0.00		0.00
Terre						
Poussée	1 ^{er} cas		3769.93	2.4		9047.82
	2 ^{ème} cas		2604.06	2.4		6249.74
	3 ^{ème} cas		838.08	2.4		2011.38
Poids		4587.84		2.5	11469.6 0	
Surcharge sur le remblai						
Poussée	1 ^{er} cas		394.22	2.4		946.12
	2 ^{ème} cas		401.86	2.4		964.47
	3 ^{ème} cas		411.21	2.4		986.90
Poids		354		2.5	885	
Somme	1 ^{er} cas	10406.3 4	4164.15		12354.6	9993.94
	2 ^{ème} cas	10406.3 4	3005.92		12354.6	7214.21
	3 ^{ème} cas	10406.3 4	1249.29		12354.6	2998.28

Tableau VIII.18.Vérification de la stabilité externe en cas de séisme

Stabilité externe	Condition de stabilité	Calcul		Observation
		M_S	M_R	
Renversement	$M_S \geq M_R$			
		12354.6	9993.94	Vérifiée
		12354.6	7214.21	Vérifiée
		12354.6	2998.28	Vérifiée
		H/N		
Glissement	H/N 0,4	0.40		Vérifiée
		0.29		Vérifiée
		0.12		Vérifiée
Enfoncement	N'est pas prise en compte car les fondations sont profondes			

La stabilité interne et externe est vérifiée dans tous les cas donc les dimensions trouvées lors du pré dimensionnement sont valables.

I.3.4 Ferrailage

I.3.4.1 Mur garde grève

I.3.4.1.1

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$$

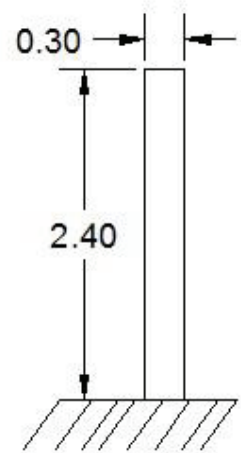
Moment dû à la poussée des terres

$M_p = d \times F_p$ Comme la répartition de la poussée des terres est triangulaire.

$$d = \frac{H}{3} = \frac{2.40}{3} = 0.80 \text{ m}$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 2.40^2 = 17.12 \text{ KN}$$

$$M_p = 17.12 \times 0.80 = 13.70 \text{ KN.m}$$



I.3.4.1.2 Moment d'une poussée d'une charge locale située en arrière du mur de garde grève

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 60 KN, placées de façon que le rectangle d'impact soit en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur G.G a pour expression :

$$M_l = \frac{12K}{0.75+2H} \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx \tag{VIII.6}$$

Avec : $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$ (VIII.7)

$b_c: 0,95$

La valeur M_l/K est donnée pour différentes valeurs de H dans le tableau ci-dessous :

γ : coefficient de pondération (1,6 ELU, 1,2 ELS)

Tableau VIII.19. Moments dû à une charge locale.

H(m)	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M_l/K	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Dans notre cas $H = 2.40m$ donc

$$M_l = 8.34K$$

ELU $\rightarrow M_l = 1.6 \times 8.34 \times 0.33 \times 1.069 \times 0.95 = 4.47 \text{ t.m} = 44.70 \text{ KN.m}$

ELS $\rightarrow M_l = 1.2 \times 8.34 \times 0.33 \times 1.069 \times 0.95 = 3.35 \text{ t.m} = 33.50 \text{ KN.m}$

I.3.4.1.3 Moment dû à la force de freinage Bc Le

moment est défini par l'équation suivante :

$$M_f = \frac{\mu \times P \times h}{0.25+2H}$$

(VIII.8)

Tel que μ est le coefficient de pondération

$$M_{fu} = \frac{1.6 \times 60 \times 2.40}{0.25 + 2 \times 2.40} = 45.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{fu} = \frac{1.2 \times 60 \times 2.40}{0.25 + 2 \times 2.40} = 34.22 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_u = 1.35M_p + (M_l + M_f) = 1.35 \times 13.70 + (44.70 + 45.62) = 108.82 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_p + (M_L + M_f) = 13.70 + (33.50 + 34.22) = 81.42 \text{ KN. m}$$

Donc le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire (b.h) = (1 × 0.30)

I.3.4.1.4 Calcul à l'ELU

$$M_u = 108.82 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2} \quad \text{(VIII.9)}$$

$$f_b = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{108.82 \times 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times 0.27^2} = 0.0712$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0924$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{108.82 \times 10^{-3}}{0.26 \times 348} \times 10^4 = 12.03 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16 soit $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

L'armature comprimée n'est pas obligatoire dans ce cas mais pour des raisons constructives,

on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \rightarrow A_{min} \geq \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 100 \times 30 = 3.83 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y$$

(VIII.10)

$$\sigma_s = \frac{n \times s}{I} (d - y) \quad M$$

(VIII.11)

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$$b \frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0 \quad \text{dans notre cas on obtient l'équation suivante :}$$

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 4.02 \times (y - 3) - 15 \times 12.06 \times (27 - y) = 0$$

$$50y^2 + 241.20y - 5065.20 = 0 \quad \text{(VIII.12)}$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$$Y = 7.938$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

(VIII.13)

$$I = 83875.08 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_b = 7.71 MPa < 0,6f_{c28} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 81.42 \times 10^5}{83875.08} (0.27 - 0.07938) = 277.56 MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{81.42 \times 10^3 \times 7.938}{83875.08} = 7.71 MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min = 200 MPa$
 $\sigma_s = 277.56 MPa > \bar{\sigma}_s = 200 MPa$ non vérifiée donc on doit changer la section d'armature.

On prend : $A_s = 8HA20 = 25.13 cm^2$

Pour des raisons liées à la facilité de réalisation on prend

$$A'_s = 5.36 cm^2$$

soit 6HA14 (9.24cm²)

Donc : $y = 10.286$; $I = 148937.52 cm^4$

$$\sigma_b = 5.62 MPa < 0.6f_{c28} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\sigma_s = 137.05 MPa < \bar{\sigma}_s = 200 MPa$$

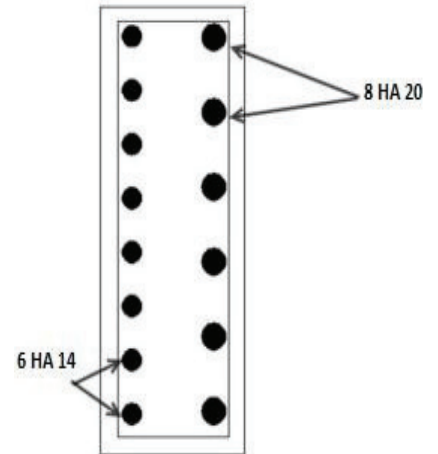


Figure VIII.7. ferrailage de mur de garde grève.

Vérfiée.

I.3.4.1.5 Ferrailage horizontal

D'après les documents SETRA on dispose tous les 15cm un HA20.

I.3.4.2 Dalle de transition :

Poids de la dalle de transition $g_1 = 25 \times 0.30 \times 1 = 7.5 KN/ml$

Poids du remblai $g_2 = 18 \times 1.2 \times 1 = 21.6 KN/ml$

Poids propre du revêtement $g_3 = 24 \times 0.08 \times 1 = 1.92 KN/ml$

Poids total $G = g_1 + g_2 + g_3 = 31.02 KN/ml$

Surcharge sur remblai $Q = 10 \times 1 = 10 KN/ml$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad \text{et} \quad V_{max} = \frac{ql}{2}$$

Tableau VIII.20. Sollicitation induite dans la dalle de transition

	M (KN.m)	V(KN)
G	62.04	62.04
Q	20	20

I.3.4.2.1 Combinaison des efforts

ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 115.75 KN.m$

$$V_u = 1.35V_G + 1.6V_Q = 115.75 KN$$

ELS: $M_s = M_G + M_Q = 82.04 KN.m$

$$V_s = V_G + V_Q = 82.04 t.m$$

I.3.4.2.2 ELU

I.3.4.2.2.1 Longitudinale

On suit les mêmes étapes qu'on suivies pour le ferrailage du mur garde grève on trouve :

$$M_u = 115.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{115.75 \times 10^{-3}}{15.30 \times 1 \times 0.27^2} = 0.1038$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1373$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{115.75 \times 10^{-3}}{0.25 \times 348} \times 10^4 = 13.30 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA20 soit $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

L'armature comprimée n'est pas obligatoire dans ce cas mais pour des raisons constructives.

On prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{15.71}{3} = 5.24 \text{ cm}^2$ Soit : 5HA14 pour $A'_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \rightarrow A_{min} \geq \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 100 \times 30 = 3.83 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{62.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.23 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$ est vérifiée

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u \cdot b}{0.8 f_e} = \frac{0.23 \times 1}{400 \times 0.8} = 0.07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.18 \times 20 = 2.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm et } A_t = 2 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 cadres de HA12/ml pour $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

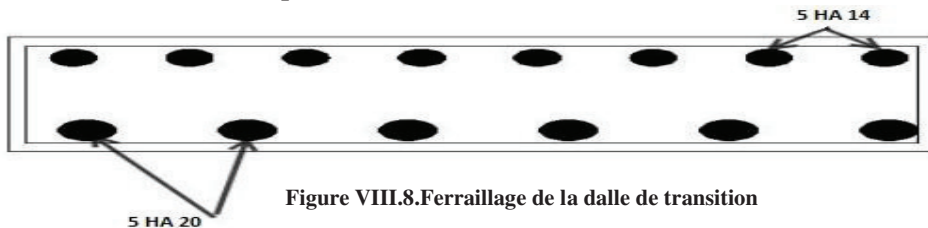


Figure VIII.8. Ferrailage de la dalle de transition

I.3.4.3 Corbeau :

$$\text{Réaction due à la dalle de transition : } R_1 = \frac{ql}{2} = 0.3 \times 4 \times \frac{25}{2} = 15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction due aux poids des terres : } R_2 = \frac{ql}{2} = 1.2 \times 4 \times \frac{18}{2} = 43.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction due au revêtement : } R_3 = \frac{ql}{2} = 0.08 \times 4 \times \frac{24}{2} = 3.84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction due au poids propre du corbeau : } R_4 = \frac{ql}{2} = 1 \times 0.24 \times \frac{25}{2} = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction due aux surcharges sur remblai : } R_5 = \frac{ql}{2} = 1 \times 4 \times \frac{10}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6R_5 = 119.80 \text{ KN/ml} \quad (1.6(20))$$

$$R_{ELU} = 119.80 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2R_5 = 79.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ELU} = R_{ELU} \times 0.20 = 23.96 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = R_{ELS} \times 0.20 = 15.81 \text{ KN.m/ml}$$

I.3.4.3.1 Calcul du ferrailage à ELU

$$M_u = 23.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{23.96 \times 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times 0.87^2} = 1.6 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 2 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.87 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{23.96 \times 10^{-3}}{0.87 \times 348} \times 10^4 = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA8 soit : $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 100 \times 87 = 11.11 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est non vérifiée, donc on doit rajouter une autre quantité d'acier.

Donc 5 barres de HA20(5HA20) $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

Alors on prend : $A_s = A_{min}$ soit 5HA20

Pour l'armature de construction on prend :

Soit 5HA14 $A'_s = 7.70 \text{ cm}^2$

I.3.4.3.2 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y \quad (\text{VIII.14})$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M}{I} (d - y)$$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$b \frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0$ dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 7.70 \times (y - 3) - 15 \times 15.71 \times (87 - y) = 0$$

$$50y^2 + 351.15y - 20848.05 = 0$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$$Y = 17.208$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$I = 215758.15 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{19.45 \times 10^3 \times 17.208}{215758.15} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.55 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

Vérifiée.

$$\sigma_s = \frac{15 \times 19.45 \times 10^5}{215758.15} (0.87 - 0.17208) = 94.37 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable $-\sigma_s = \min = 200 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 94.37 \text{ MPa} \leq -\sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

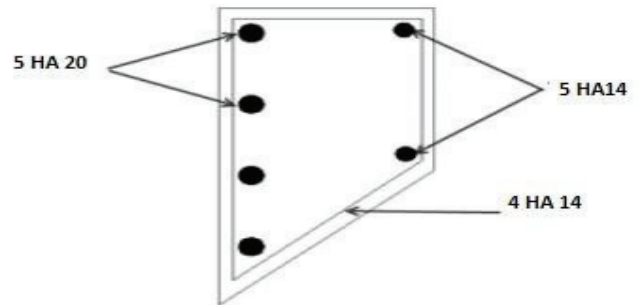


Figure VIII.9. Ferrailage de corbeau

I.3.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_u}{b d} = \frac{120.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.87} = 0.14 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$-\tau_u = \text{inf.} (4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$\tau_U < -\tau_u$ est vérifiée

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u \cdot b}{0.8 f_e} = \frac{0.14 \times 1}{400 \times 0.8} = 4.38 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{soit} \quad S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 4.38 \times 10^{-4} \times 30 = 0.013 \text{ cm}^2$$

I.3.4.3.4 Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t = 4 \text{ cm}^2$$

Soit 4 cadres de HA12/ml pour $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

I.3.4.4 Mur frontal :

Le mur frontal est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée, les sollicitations auxquelles il est soumis sont :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VIII.21.Efforts et moments agissants sur le mur frontal.

Effort		Calcul	N(KN)	H(KN)	e (m)	M _R (KN.m)	M _S (KN.m)
Réaction du tablier			5464.50	/	0		0
Corbeau + G. grève			277.30	/	1.025		284.23
Poids propre			2852.65		0.125		356.58
Poussée des terres	1 ^{er} Cas	$0.5 \times 18 \times (1 + 0.06) \times 3.25^2 \times 0.464 \times 11.80$		551.72	1.08	595.86	
	2 ^{ème} Cas	$0.5 \times 18 \times (1 - 0.06) \times 3.25^2 \times 0.484 \times 11.80$		510.35	1.08	551.18	
Poussée remblai	1 ^{er} Cas	$0.464 \times 10 \times 11.80 \times 3.25 \times (1 + 0.06)$		188.62	1.08	203.71	
	2 ^{ème} Cas	$0.484 \times 10 \times 11.80 \times 3.25 \times (1 - 0.06)$		174.48	1.08	188.44	
Force de freinage						45.62	

Tableau VIII.22.Valeurs des sollicitations

Condition normale		Condition sismique	
N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
8594.45	640.81	9110.12	799.57

Le calcul est se fait par un mètre linéaire (L=11.80m) donc :

Tableau VIII.23.Valeurs des sollicitations à ELS.

Condition normale		Condition sismique	
N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
728.34	54.31	772.04	67.76

Tableau VIII.24.Valeurs des sollicitations à ELU.

Condition normale		Condition sismique	
N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
983.26	73.32	1042.25	91.48

I.3.4.4.1 Ferrailage vertical

On est dans le cas d'une flexion composée définie par un effort de compression et un moment.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1 + e_a}{2})$$

$$l_f = 0.7 \times 3.25 = 2.28m$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{91.48}{983.26} = 0.09m$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{325}{250}\right) = 2cm$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.30 \text{ et } \max\left(15; 20 \frac{e_1 + e_a}{2}\right) = 15 \text{ avec } h = 1.75 \text{ m}$$

Donc l'inégalité $\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1 + e_a}{2}\right)$ donc la stabilité de forme est vérifiée.

On calcul l'armature de la section avec les efforts suivant :

$$M_u = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_u = 91.48 + 1042.25 \left(1.75 \times 0.9 - \frac{1.75}{2}\right) = 821.06 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b h f_{bu}$$

$$A = \frac{(0.337 \times 1.75 - 0.81 \times 0.03) \times 1 \times 1.75 \times 0.85 \times 27}{1.5} = 15140 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_u$$

$$B = 1042.25(1.575 - 0.03) - 821.06 = 789.22 \text{ KN.m}$$

$$C = (0.5h - c') b h f_{bu}$$

$$C = (0.5 \times 1.75 - 0.03) 1 \times 1.75 \times 15.3 \times 10^3 = 22624.88 \text{ KN.m}$$

$A \geq B$: section partiellement comprimé

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{821.06 \times 10^{-3}}{1 \times 1.575^2 \times 15.3} = 0.022$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.028$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.56 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{821.06 \times 10^{-3}}{1.56 \times 348} - \frac{1042.25 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 < 0$$

$A'_s = 0$ pas d'armature comprimé condition non vérifiée.

On prend : 5HA25 soit : $A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ coté remblais (intérieur)

Et côté extérieur on prend $A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.18 \text{ cm}^2$ soit 5HA16 (10.05 cm²)

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 100 \times 87 = 11.11 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_u}{b d} = \frac{1.043}{1 \times 1.575} = 0.66 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u$$

$$A_t \leq \frac{\tau_U}{S_t} = \frac{0.66 \times 100}{0.8 f_e \times 400 \times 0.8}$$

$$b = 1 = 0.21 \text{ m}$$

Vérifiée.

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm avec } A_t \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 30 \text{ cm}$$

Soit 2 cadres de HA14/ml pour $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$.

I.3.4.4.2 Ferrailage horizontal

Le ferrailage horizontal se détermine en flexion simple on trouve :

$$M_u = 91,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_b = \frac{0,85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1,5} = 15,30 \text{ MP}$$

$$\mu = \frac{91,48 \times 10^{-3}}{15,30 \times 1 \times 1,575^2} = 2,4 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 3,02 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,57 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{91,48 \times 10^{-3}}{1,57 \times 348} \times 10^4 = 1,67 \text{ cm}^2$$

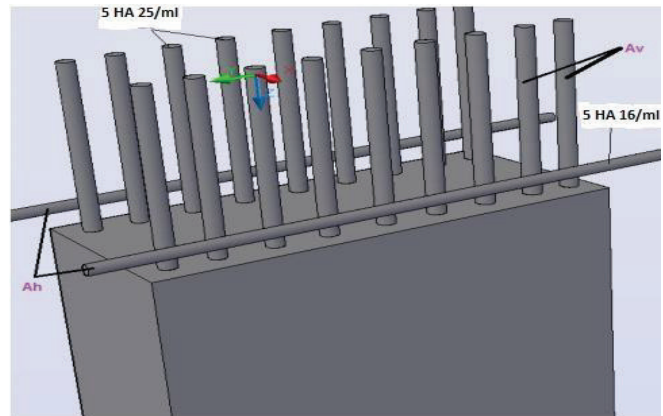


Figure VIII.10. Ferrailage de mur frontal

On prend : 5HA25 soit :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8,18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}16 (10,05 \text{ cm}^2)$$

I.3.4.5 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.
- **Efforts horizontaux**

Poussée des terres $P_t = \frac{1}{2}(0,33 \times 5,70^2 \times 1 \times 18) = 96,50 \text{ KN/ml}$

Poussée des surcharges sur remblai $P_{sr} = (0,33 \times 5,70 \times 1 \times 10) = 18,81 \text{ KN/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) $P_{sc} = 20 \times 1,2 = 24 \text{ KN}$

Les moments

Poussée des terres $M_t = 96,50 \times \frac{5,70}{3} = 183,35 \text{ KN.m/ml}$

Poussée des surcharges sur remblai $M_{sr} = 18,81 \times \frac{5,70}{2} = 53,61 \text{ KN.m/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée $M_{sc} = 24 \times 5,70 = 136,80 \text{ KN.m/ml}$

Les combinaisons

$$M_{ELU} = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 552,18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1,2(M_{sr} + M_{sc}) = 411,84 \text{ KN.m/ml}$$

Efforts verticaux

Poids propre du mur $P_G = 1 \times 0.6 \times 5.70 \times 25 = 85.50 \text{ KN/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{Sc} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ KN/ml}$

Les moments

Poids propre du mur : $M_G = 85.50 \times 3.65 = 312.08 \text{ KN.m/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{Sc} = 1.8 \times 7.30 = 13.14 \text{ KN.m/ml}$

Les combinaisons

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_{Sc} = 442.33 \text{ KN.m/ml} \quad \text{I.3.4.5.1 Calcul du ferrailage}$$

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_{Sc} = 327.85 \text{ KN.m/ml} \quad \text{I.3.4.5.1.1 Ferrailage horizontal}$$

En calcul le ferrailage en flexion simple

$$M_u = 552.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ MP}$$

$$\mu = \frac{552.18 \times 10^{-3}}{15.30 \times 1 \times 0.54^2} = 0.124$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.166$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.50 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{552.18 \times 10^{-3}}{0.50 \times 348} \times 10^4 = 31.47 \text{ cm}^2$$

On prend : 7HA25 soit $A_s = 34.36 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 100 \times 54 = 6.89 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Pour l'armature de construction, on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{34.36}{3} = 11.45$ Soit 6HA16 (12.06cm²)

I.3.4.5.1.2 Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_s}{I} (d - y)$$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$$b \frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0$$

Dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 14.07 \times (y - 3) - 15 \times 34.36 \times (54 - y) = 0$$

$$50y^2 + 726.45y - 28464.75 = 0$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$$Y = 17.677$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$I = 2062970.86 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{411.84 \times 10^3 \times 17.677}{2062970.86} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.52 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

Vérifiée.

$$\sigma_s = \frac{15 \times 411.84 \times 10}{2062970.86} (0.54 - 0.17677) = 108.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 108.77 \text{ MPa} < -\sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

vérifiée

I.3.4.5.1.3 Ferrailage vertical

En calcul le ferrailage en flexion simple

$$M_u = 442.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ MP}$$

$$\mu = \frac{442.33 \times 10^{-3}}{15.30 \times 1 \times 0.54^2} = 0.099$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.131$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.52 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{442.33 \times 10^{-3}}{0.52 \times 348} \times 10^4 = 24.44 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA25 soit $A_s = 24.54 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 100 \times 54 = 6.89 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Pour l'armature de construction, on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{24.54}{3} = 8.18$ Soit 5HA16 (10.05cm²)

I.3.4.5.1.4 Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_s}{I} (d - y)$$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$$b \frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0$$

Dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 10.05 \times (y - 3) - 15 \times 24.54 \times (54 - y) = 0$$

$$50y^2 + 518.85y - 20329.65 = 0$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$$Y = 15.633$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$I = 1226624.98 \text{ cm}^4 \quad \text{Donc}$$

:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{327.85 \times 10^3 \times 15.633}{1226624.98} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.18 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}^5$$

Vérifiée.

$$\sigma_s = \frac{15 \times 327.85 \times 10}{1226624.98} (0.54 - 0.15633) = 153.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 153.82 \text{ MPa} < -\sigma_s = 200 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

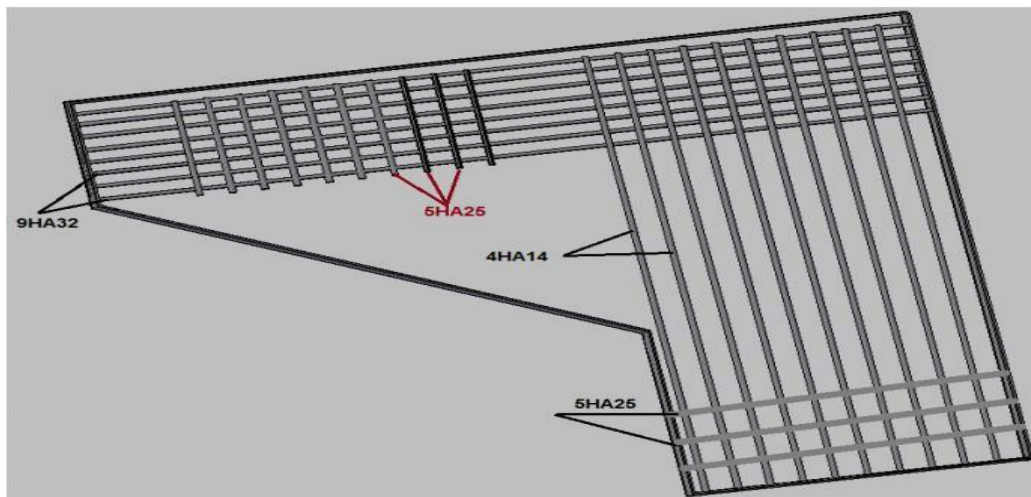


Figure VIII.11. Ferrailage de mur en retour

I.3.4.6 Ferrailage de la semelle Les

efforts agissant sur la semelle sont :

Réaction transmise par le tablier $R_T = 5464.50 \text{ KN}$

Charge D240 $R_{D240} = 1836.80 \text{ KN}$

Poids des terres $R_{terre} = 3847.50 \text{ KN}$

Poids propre du reste des éléments de la culée $R_C = 8000.15 \text{ KN}$

Poids dû à la surcharge sur remblai $R_S = 354 \text{ KN}$

Tableau VIII.25. Récapitulatifs des efforts agissant sur la semelle.

Effort	N(t)	M _S (t.m)	M _R (t.m)
R_T	5464.50		0
R_{D240}	1836.80		0
R_{terre}	3847.50	9618.75	

R_C	8000.15	17600.33	
R_S	354	885	

$$N_{max} = 1.35 \times (5464.50 + 8000.15 + 3847.50) + 1.6 \times (1836.80) = 26310.28 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 1.35 \times (9618.75 + 17600.33) + 1.6 \times (885) = 38161.76 \text{ KN}$$

I.3.4.6.1 Détermination du nombre de pieux

$$n = \frac{N_{max}}{Q_p}, Q_p = \text{Capacité portante d'un pieu donnée par le rapport de sol : } Q_p = 3420.40 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{26310.28}{3420.40} = 7.69 \text{ On prend } n = 8 \text{ Pieux}$$

I.3.4.6.2 Effort revenant à chaque pieu L'effort

normal revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_{pieu} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \tag{VIII.15}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Le tableau suivant résume les résultats de chaque pieu :

Condition normale

$$N_1 = \frac{26310.28}{8} + \frac{38161.76 \times 2.8}{8 \times 2.8^2} = 4992.44 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{26310.28}{8} - \frac{38161.76 \times 2.8}{8 \times 2.8^2} = 1585.14 \text{ KN}$$

Condition sismique

D'après RPOA2006 (règlement parasismique algérien d'ouvrage d'art -version 2007-) L'intensité du séisme est :

$$K_H = 0.20G \rightarrow K_H = 0.20 \times (5464.50 +$$

$$3847.50 + 8000.15) = 3462.43 \text{ KN } K_V = 0.06G \rightarrow$$

$$K_V = 0.06 \times (5464.50 + 3847.50 + 8000.15) =$$

$$1038.73 \text{ KN}$$

$$M_{SH} = 0.20 \times (5464.50 \times 5.25 + 3847.50 \times 2.5 + 8000.15 \times 3.7) = 13581.59 \text{ KN.m}$$

Soit le moment :

$$M_{SH} = 13581.59 \text{ KN.m}$$

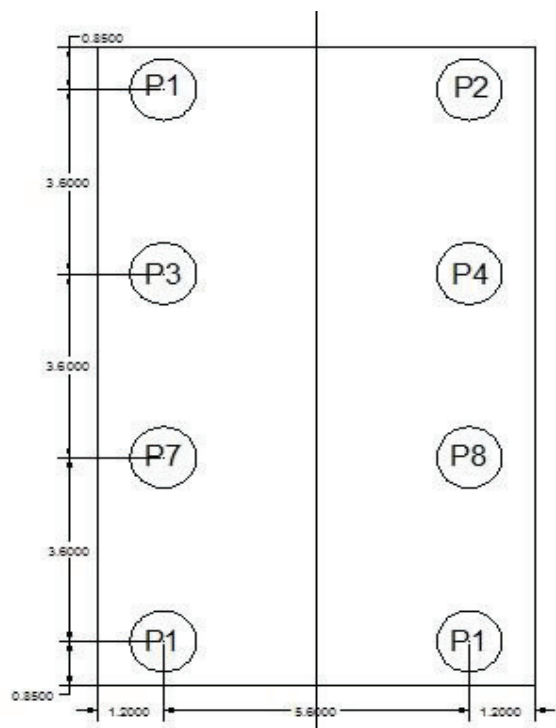


Figure VIII.12. Disposition des pieux sous culée

$$N_{SH} = 26310.28 + 1038.73 = 27349.01 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{27349.01}{8} + \frac{13581.59 \times 2.8}{8 \times 2.8^2} = 4024.95 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{27349.01}{8} - \frac{13581.59 \times 2.8}{8 \times 2.8^2} = 2812.31 \text{ KN}$$

I.3.4.6.3 Ferrailage transversale

I.3.4.6.3.1 Nappe inférieure

D'après les documents « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \left(\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right) \quad (\text{VIII.16})$$

Tel que L est l'entraxe des pieux, b est la largeur du mur frontal et h est la hauteur utile. On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux Conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\alpha \geq 45^\circ \quad h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.8}{2} - \frac{1.75}{4}} = 1.03$$

$$\alpha = 45.73^\circ$$

Vérifiée.

$$h \geq \frac{3.8}{2} - \frac{1.75}{4} = 1.46$$

Vérifiée.

Condition normale

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{4.992}{267} \left(\frac{1.46}{1.5} \right) \times 10^4 = 181.98 \text{ cm}^2 \text{ soit :23 HA32 (184.97 cm}^2\text{)}$$

Condition sismique

$$\sigma_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{4.025}{400} \left(\frac{1.46}{1.5} \right) \times 10^4 = 97.94 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable c'est la condition normale donc On prend :

$$A_s = 184.97 \text{ cm}^2 \text{ soit :23 HA32 (184.97 cm}^2\text{)}$$

$$\text{L'espace est de : } S_t = \frac{\varphi_{\text{pieu}} + H_{\text{semelle}} - d}{n-1} \quad (\text{VIII.17})$$

Avec : $n = \text{Nombre de barre} = 23$

$d = \text{Enrobage} = 10 \text{ cm}$

$\varphi = \text{Diamètre de pieu} = 120 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{120 + 150 - 10}{23 - 1} = 11.82 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + F_{\text{pieu}} = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{184.97}{3} = 61.66 \text{ cm}^2 \text{ soit 20 HA20 (62.82 cm}^2\text{) avec un espacement de 10 cm}$$

I.3.4.6.3.2 Nappe Supérieure

$$A_{sup} = \frac{184.97}{10} = 18.50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 23\text{HA}12 \text{ (} 26.01\text{cm}^2\text{) avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

I.3.4.6.4 Longitudinal

I.3.4.6.4.1 Nappe inférieure

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux, on utilise les armatures de répartition, telle que : $A_{trf(l)} = \frac{184.97}{3} = 61.66 \text{ cm}^2$ soit 20 HA20 (62.82 cm²) avec un espacement de 10 cm

I.3.4.6.4.2 Nappe Supérieure

$$A_{sup(l)} = \frac{61.66}{3} = 20.55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20 \text{ HA}12 \text{ (} 22.62 \text{ cm}^2\text{) avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

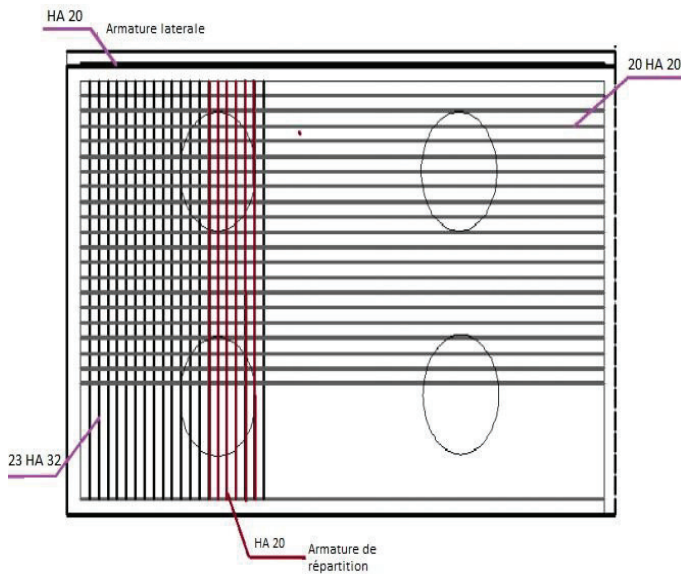


Figure VIII.14.ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

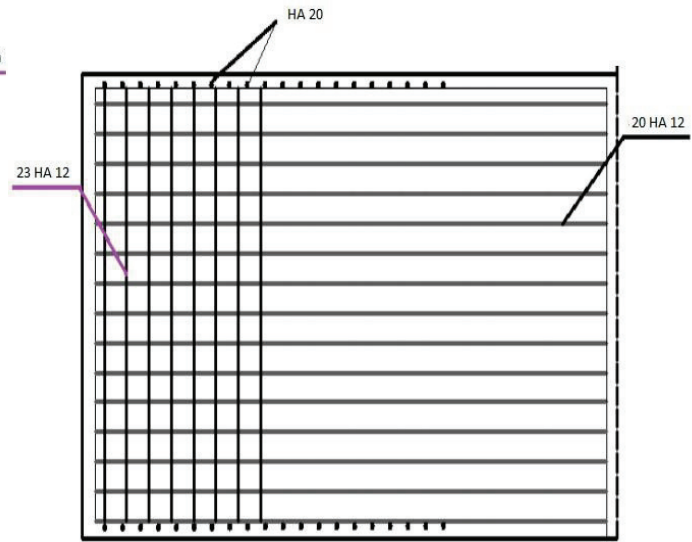


Figure VIII.13.Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

I.3.4.7 Ferrailage des 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 :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

(VIII.18)

Tel que :

C
 y

$$10 \\ E = 336506.35 \\ .178 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- b : Diamètre du pieu $b = 1.2\text{m}$
- u : Module de réaction du sol
- y : Déplacement en tête du pieu
- E : Module d'élasticité du béton
- I : Moment d'inertie du pieu =

La solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \frac{\sqrt[4]{4EI}}{C_u b}$ (VIII.19)
 α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

I.3.4.7.1 Calcul du coefficient d'amortissement du module de WERNER λ

$\lambda = \frac{\sqrt[4]{C_u b}}{4EI}$ (VIII.20) Pour obtenir le module de réaction du sol C_u , il faut passer d'abord par la formule empirique : $\frac{P_l - P_0}{10} + 0.025$ pour $P_l > 0.05 MPa$

Avec $P_l = 49.73 bar$: pression limite

$P_0 = 1.22 bar$: pression horizontale des terres au repos au moment de l'essai

Donc $\frac{49.73 - 1.22}{10} + 0.025 = 4.876 bar$

$$\lambda = \frac{\sqrt[4]{C_u b_y}}{4EI} = \frac{\sqrt[4]{4.876 \times 120}}{4 \times 336506.35 \times 10.17 \times 10^6} = 0.256 m^{-1}$$

D'où $\lambda_L = 0.256 \times 9 = 2.304$

I.3.4.7.2 Effort tranchant en tête du pieu

Condition normale

La force de freinage $F_r = 300 KN$

Poussée des terres et surcharges $2097.16 KN$

$H = 300 + 2097.16 = 2397.16 KN$

D'où : $\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{2397.16}{8} = 299.65 KN/pieu$

Condition sismique

$H_{sé} = 0.2(8000.15 + 3847.50) = 2369.53 KN$

Poussée des terres et surcharges $10406.34 KN$

$H = 10406.34 + 2369.53 = 12775.87 KN$

D'où $\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{12775.87}{8} = 1596.98 KN/pieu$

I.3.4.7.3 Calcul des moments par la formule de WERNER

À l'aide de la formule : $EI\theta_0 = \frac{X_{\theta M} \times -M}{\lambda} + \frac{-P}{\lambda^2} \times X_{\theta P}$ (VIII.21)

On peut déterminer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le pieu est encastré dans la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times -M + \frac{-P}{\lambda} \times X_{\theta P}$$

(VIII.22)

Tant que :

\bar{M} : moment en tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement

$X_{\theta M}$ et $X_{\theta P}$ Donnée par l'abaque de WERNER en fonction λ_L

$$M(z) = EI\theta_0 = \frac{X_{\theta M} \times -M}{\lambda} + \frac{-P}{\lambda^2} \times X_{\theta P} = 0 \rightarrow -M = \frac{-\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P} / X_{\theta M}$$

I.3.4.7.4 Déterminations des coefficients $X_{\theta M}$: et $X_{\theta P}$

$$\lambda_L = 2 \rightarrow X_{\theta M} = 1.62 ; X_{\theta P} = 1.35$$

$$\lambda_L = 3 \rightarrow X_{\theta M} = 1.48 ; X_{\theta P} = 1.16$$

$$\text{Pour } \lambda_L = 2.304 \rightarrow X_{\theta P} = 1.29 ; X_{\theta M} = 1.58$$

$$\text{Condition normale } -P = 299.65 \rightarrow -M = -106.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Condition sismique } -P = 1596.98 \rightarrow -M = -565.91 \text{ KN.m}$$

I.3.4.7.5 Les armatures

I.3.4.7.5.1 Armatures longitudinales

Le pieu étant considéré comme pièce soumise à la flexion composée, le ferrillage est fait par le biais de l'abaque de WERNER :

Enrobage $h = 5 \text{ cm}$

Diamètre de pieu $D = 1.2 \text{ m}$

$$\frac{h}{D} = \frac{5}{120} = 0.04$$

Condition normale

$$N_r = 1585.14 \text{ KN} \rightarrow \frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{1585.14 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.2 \times 0.6^2 \times 30} = 0.04$$

$$M_r = 106.19 \text{ KN.m} \rightarrow \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{106.19 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.002$$

D'après l'abaque de $\omega = 0.05$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \times \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 30 \times 0.05 \times 10^4}{400} = 42.41 \text{ cm}^2$$

On prend 9HA25 pour $A_s = 44.18 \text{ cm}^2$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.61 < 44.18 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Condition sismique

$$N_r = 2812.31 \text{ KN} \rightarrow \frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{2812.31 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.2 \times 0.6^2 \times 30} = 0.07$$

$$M_r = 565.91 \text{ KN.m} \rightarrow \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{565.91 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.01$$

D'après l'abaque de $\omega = 0.10$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \times \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 30 \times 0.10 \times 10^4}{400} \quad \text{On prend } 19\text{HA}25$$

$$= 84.82 \text{ cm}^2$$

pour $A_s = 93.27 \text{ cm}^2$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.61 < 93.27 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Alors le cas le plus défavorable est le cas sismique

I.3.4.7.5.2 Armatures transversales

On prend $\phi = \text{HA}12$ avec un espacement de 10 cm dans les zones de recouvrement (zone critique) et 20 cm pour la zone courante.

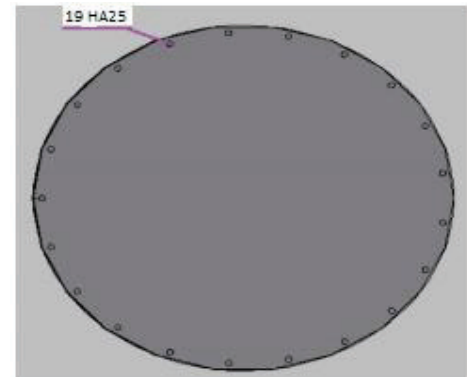


Figure VIII.15 . ferrailage de pieux

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de l'infrastructure ; les piles, la semelle, la culée et les pieux ; dans les différentes conditions selon les combinaisons données pour une meilleure résistance.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation et nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances.

l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul Numérique par ordinateur.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer au milieu professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENREDHOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.

BPEL91 Revisé 99.

Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, *Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales*, Août 1997, RÉF.4149, p 55-75.

CALGARO J. A. & Bernard-Gély A., Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.

CHAUSSIN. R. Béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 1992.

Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, France, Juin 2003.

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer, France, Septembre 2009.

Document SETRA, Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer, France, Février 1996.

EURO CODE 2, *Calcul des structures en béton*, Bruxelles, 2004, p 250.

KIBBOUA. A., Cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2018.

Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics, Alger, Algérie, 27 Juin 2009.

THONIER. H., Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, France, 1992.

HANNACHI Z. & BENHADDED M., Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur la RN 44 Wilaya de SKIKDA, ENSTP, Kouba, Algérie, 2013.



ANNEXE



ANNEXE A

AnnexeA.1

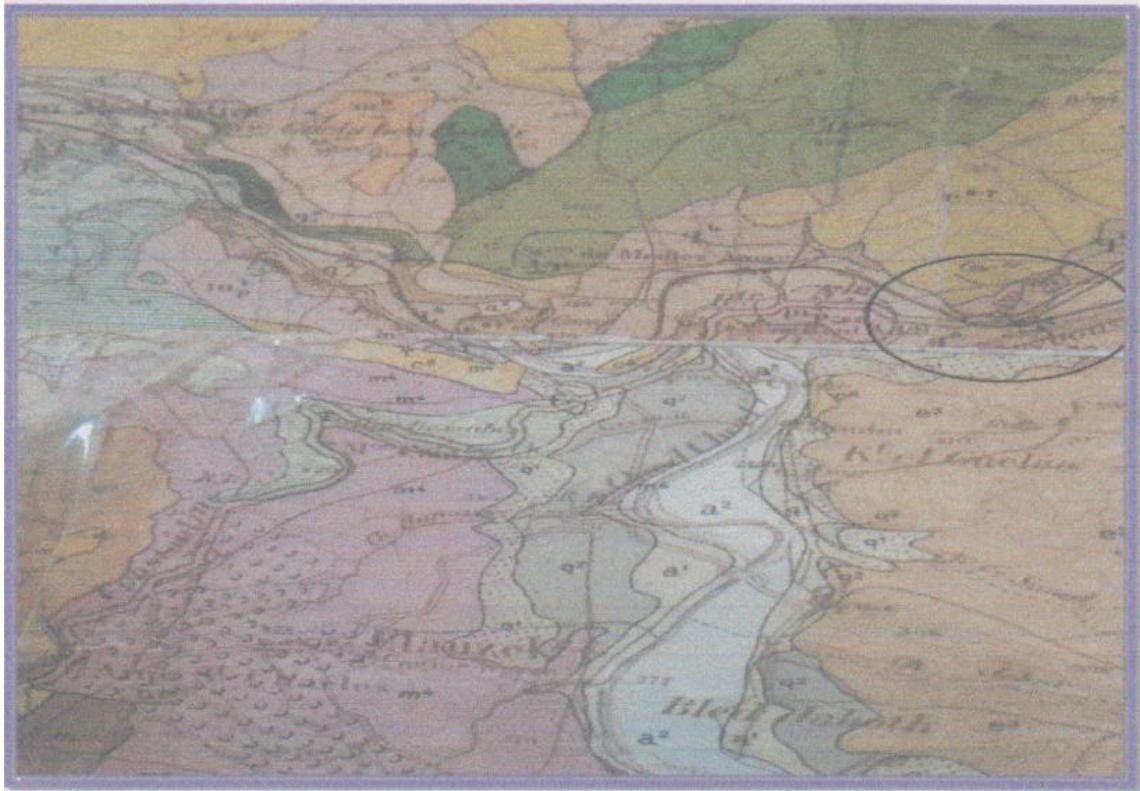


Figure A.1. Assemblage de deux carte géologique(cartes HAMMAM MESKHOUTINE N° 53et OUED ZENATI N°75).

Annexe A.2

Tableau A.2. Résultats de sondages pressiométriques.

N° SP	Profondeur m	E (bar)	PL (bar)	PF(bar)	PL*	PF*	E/PL
SP 01	1.00	506.6	10.90	3.10	10.80	3.10	46
	2.00	164.8	15.70	2.40	15.50	2.40	10
	3.00	279.0	16.20	4.60	15.90	4.60	17
	4.00	555.9	20.30	7.00	20.00	7.00	27
	5.00	287.4	31.40	5.10	31.00	5.10	9
	6.00	583.5	38.60	12.90	38.10	12.90	15
	7.00	673.3	48.90	39.80	48.20	39.80	14
	8.00	4587.6	49.70	49.70	49.00	49.00	92
	9.00	18873.6	49.90	49.90	49.00	49.00	378
	10.00	15656.7	50.00	50.00	49.10	49.10	313
	11.00	9577.8	49.90	49.90	48.90	48.90	192
	12.00	9548.2	50.10	50.10	49.00	49.00	191
	13.00	3722.2	50.10	50.10	48.90	48.90	74
	14.00	6739.0	50.20	50.20	48.90	48.90	134
	15.00	8104.9	50.40	50.40	49.00	17.00	161
	16.00	15342.4	50.40	50.40	49.00	49.00	304
	17.00	5630.1	50.50	50.50	49.00	49.00	111
	18.00	8833.6	50.60	50.60	49.00	49.00	175
	19.00	14653.3	50.70	50.70	49.00	49.00	289
	20.00	11972.2	50.80	50.80	49.00	49.00	236
SP 02	1.00	43.8	4.70	1.00	4.60	1.00	9
	2.00	144.1	5.70	3.10	5.50	3.10	25
	3.00	69.9	5.40	2.90	5.10	2.90	13
	4.00	131.3	5.20	2.50	4.90	2.50	25
	5.00	122.2	7.50	3.30	7.10	3.30	16
	6.00	102.2	5.60	1.80	5.00	1.80	18
	7.00	422.4	10.70	3.70	10.10	3.70	39
	8.00	269.1	16.00	5.50	15.20	5.50	17
	9.00	402.1	22.20	7.60	21.40	7.60	18
	10.00	403.1	19.60	13.20	18.70	13.20	21
	11.00	308.6	29.40	8.90	28.40	8.90	10
	12.00	759.2	30.90	8.90	29.80	8.90	25
	13.00	265.9	34.20	6.50	33.00	6.50	8
	14.00	1457.5	49.60	22.20	48.30	22.20	29
	15.00	3004.6	50.20	31.10	48.90	31.10	60
	16.00	2503.0	50.40	50.40	49.00	49.00	50
	17.00	2748.3	50.50	40.80	48.90	40.80	54
	18.00	2926.9	50.70	50.70	49.00	49.00	58
	19.00	6678.0	50.80	50.80	49.10	49.10	131
	20.00	12659.4	60.90	60.90	59.10	59.10	208
SP 03	1.00	52.3	2.60	1.70	2.50	1.70	20
	2.00	62.6	4.30	1.70	4.20	1.70	15
	3.00	154.0	9.80	3.90	9.60	3.90	16
	4.00	391.6	10.20	3.90	9.80	3.90	38
	5.00	301.3	14.60	3.60	14.10	3.60	21
	6.00	47092.3	49.60	49.60	49.10	49.10	949

	7.00	435.9	12.30	3.70	11.60	3.70	35
	8.00	291.6	15.40	5.70	14.70	5.70	19
	9.00	356.2	24.70	10.80	23.90	10.80	14
	10.0	335.1	31.80	12.00	30.90	12.00	11
	11.0	480.1	32.00	10.80	31.00	10.80	15
	12.0	1600.8	49.40	23.50	48.30	23.50	32
	13.00	1729.5	50.00	50.00	48.90	48.90	35
	14.00	1465.8	50.00	38.90	48.80	38.90	29
	15.00	2273.7	50.20	39.00	48.90	39.00	45
	16.00	4817.2	50.60	50.60	49.10	48.90	95
	17.00	7277.9	50.70	50.70	49.10	49.10	144
	18.00	7848.7	50.80	50.80	49.20	49.20	154
	19.00	9406.2	50.90	50.90	49.20	49.20	185
	20.00	7981.5	51.00	51.00	49.20	49.20	156
	1.00	79.2	3.80	1.80	3.70	1.80	21
	2.00	83.0	4.70	1.80	4.50	1.80	18
	3.00	73.5	5.00	2.30	4.70	2.30	15
	4.00	137.1	6.60	1.70	6.20	1.70	21
	5.00	305.5	15.20	2.40	14.70	2.40	20
	6.00	314.8	23.90	5.80	23.40	5.80	13
	7.00	351.2	21.60	7.80	21.00	7.80	16
	8.00	267.0	30.10	11.50	29.40	11.50	9
	9.00	376.1	32.10	9.80	31.30	9.80	12
SP 04	10.0	696.80	33.30	17.30	32.40	17.30	21
	11.0	346.0	31.30	12.60	30.30	12.60	11
	12.0	357.8	29.50	7.50	28.50	7.50	12
	13.00	556.8	42.70	16.60	41.50	16.60	13
	14.00	879.0	49.50	30.70	48.30	30.70	18
	15.00	1583.8	49.80	30.90	48.50	30.90	32
	16.00	1836.5	50.10	30.90	48.60	30.90	37
	17.00	4137.6	50.60	50.60	49.00	49.00	82
	18.00	4740.0	50.60	50.60	49.00	49.00	94
	19.00	7594.3	50.80	50.80	49.10	49.10	194
	20.00	10876.0	50.90	50.90	49.10	49.10	214

Annexe A.3

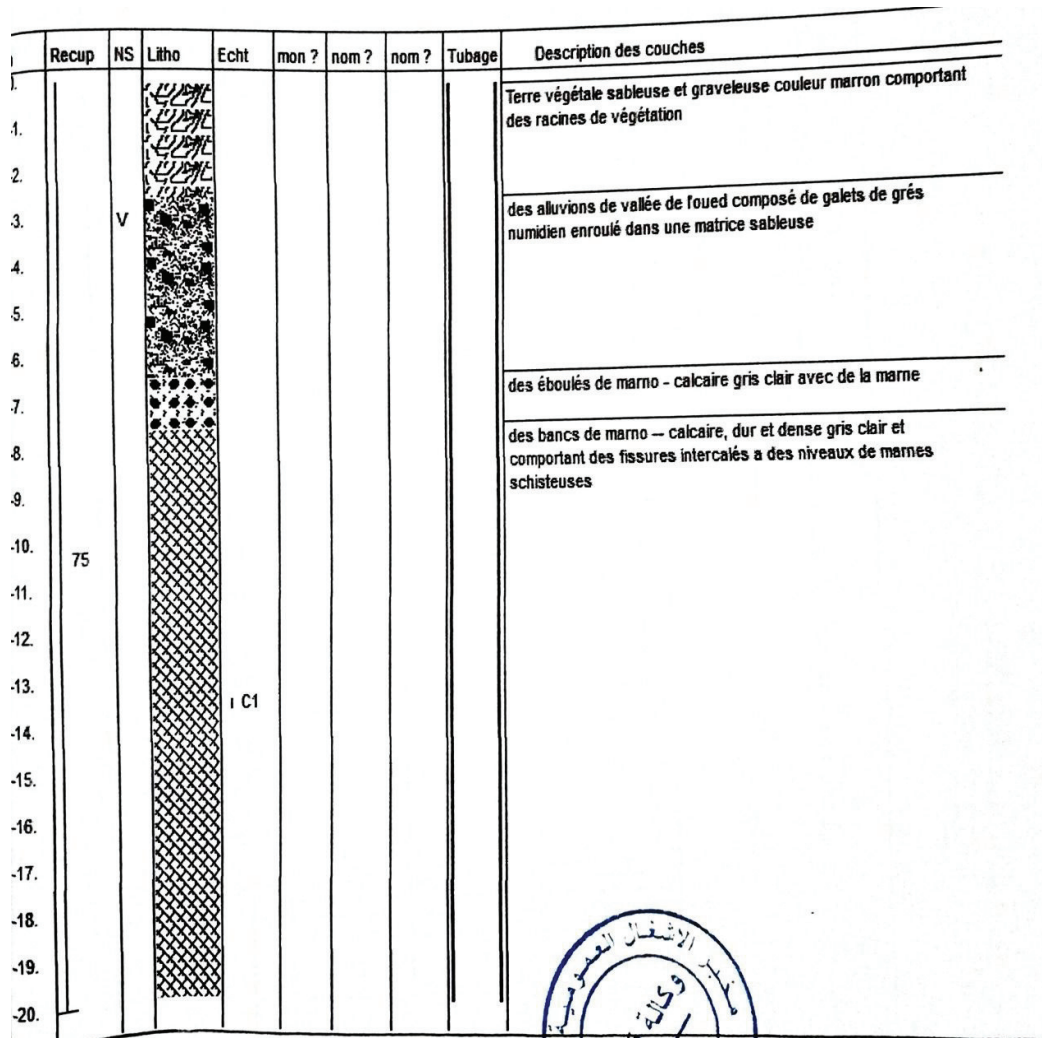


Figure A.2. Coupe géologique.

ANNEXE B

Annexe B.1

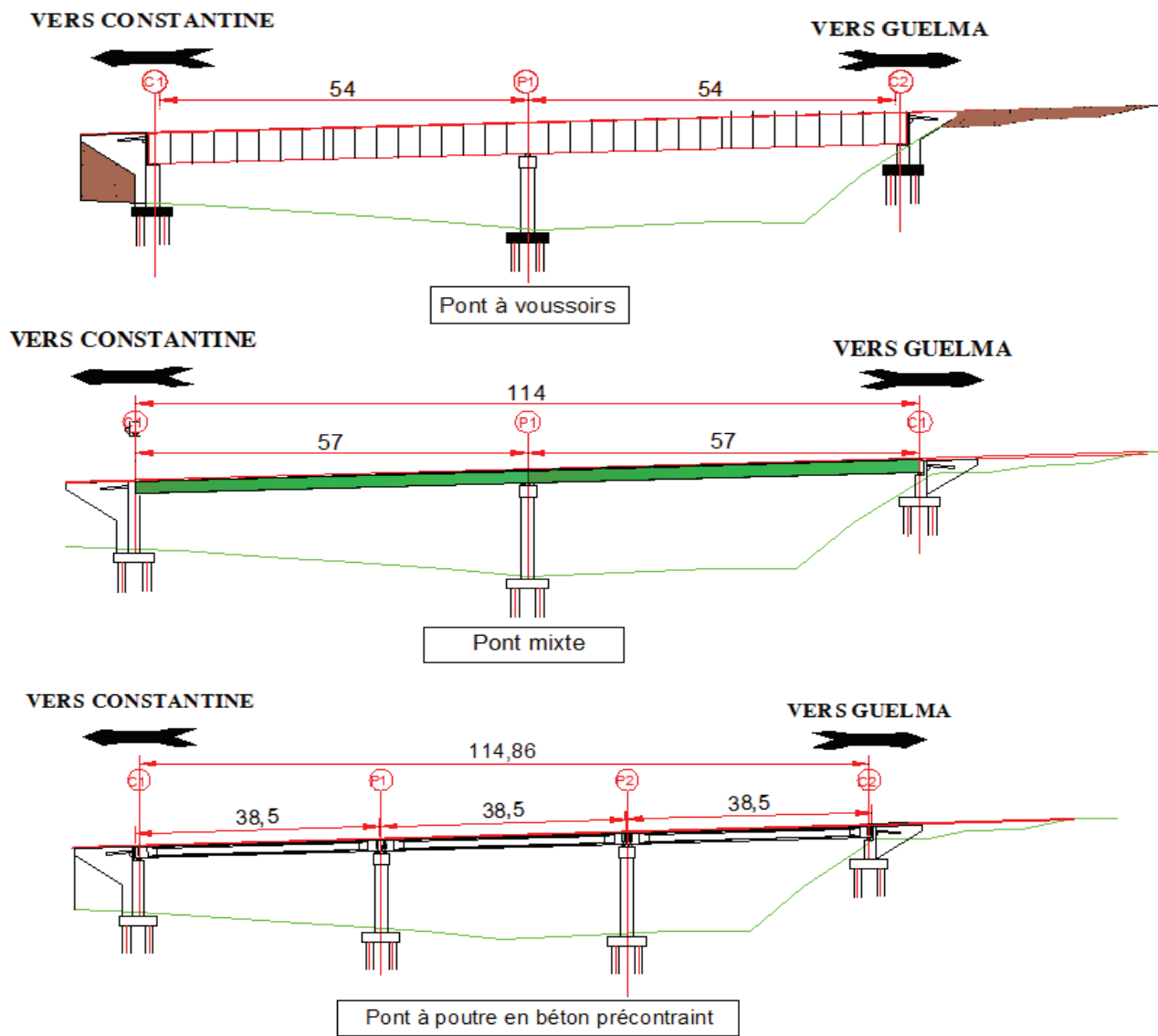


Figure B.1.Coupe longitudinale des variantes.

ANNEXE C

Annexe C.1

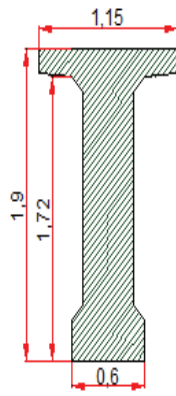
SECTION INTERMEDIAIRE ECH1/50

Figure1.2. Section intermédiaire.

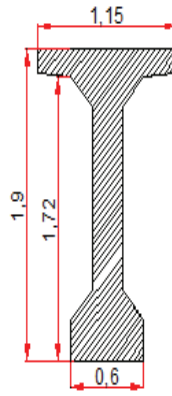
SECTION MEDIANE ECH1/50

Figure1.1. Section médiane.

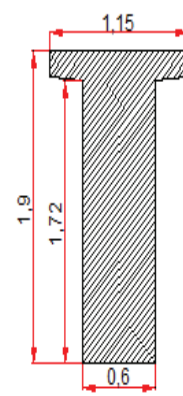
SECTION D'ABOUT ECH1/50

Figure1.1. Section d'about.

Annexe C.2

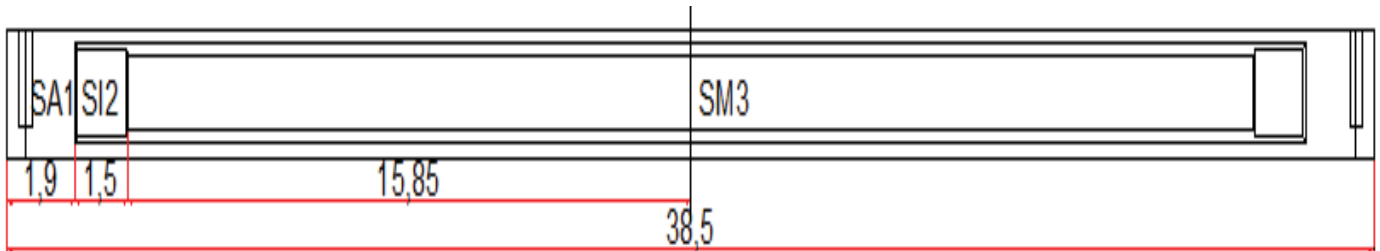


Figure 1.3. Coupe longitudinale de la poutre.

Annexe C.3

Tableau 1.1. Classe des ponts.

La classe	La largeur roulable
1	$l_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5.50 \text{ m} < l_r < 7 \text{ m}$
3	$l_r < 5.50 \text{ m}$

Annexe C.4

Tableau 1.2. Coefficient de dégressivité transversale.

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	5	$4 - 0.002L$
a_1	1	1	0.9	0.75	0.7	

Annexe C.5

Tableau 1.3. Coefficient v_0 .

Classe du pont	v_0
1 ^{er} Classe	3.5
2 ^{ème} Classe	3.0
3 ^{ème} Classe	2.75

Annexe C.6

Tableau 1.4. Coefficient bc.

Classe Du pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
II	1.00	1.00	-	-	-
III	1.00	0.80	-	-	-

Annexe C.7

Tableau 1.5. Coefficient b_t.

Classe de pont	I	II
b _t	1.2	1.0

Annexe C.8

Pour interpoler à θ on utilise la relation :

$$K_{\theta} = \left(\frac{\theta_i - \theta_{min}}{\theta_{max} - \theta_{min}} \right) \times (K_{max} - K_{min}) + K_{min}$$

Tableau 1.6. Coefficients longitudinaux pour $\theta = 0.45$ et $\alpha = 0$.

θ =0,45	$\alpha = 0 \quad K_0$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7355	0.8811	1.0194	1.1304	1.1783	1.1304	1.0194	0.8811	0.7355
b/4	0.073	0.3495	0.6242	0.8902	1.1305	1.3144	1.4148	1.4671	1.5059
b/2	-0.5152	-0.1402	0.238	0.6242	1.0194	1.4148	1.7857	2.1063	2.4061
3b/4	-1.064	-0.606	-0.1402	0.3495	0.8811	1.4671	2.1063	2.7708	3.434
b	-1.6003	-1.064	-0.5152	0.073	0.7355	1.5059	2.4061	3.434	4.5496

Tableau 1.7. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.50$ et $\alpha=0$.

θ =0,50	$\alpha=0 \quad K_0$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6203	0.8288	1.0273	1.1877	1.2575	1.1877	1.0273	0.8288	0.6203
b/4	-0.0021	0.3111	0.6223	0.9226	1.1877	1.3721	1.4336	1.425	1.3968
b/2	-0.5198	-0.1466	0.2317	0.6223	1.0273	1.4336	1.8038	2.0981	2.3613
3b/4	-0.9828	-0.5703	-0.1466	0.3111	0.8288	1.425	2.0981	2.8125	3.514
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	0.6203	1.3968	2.3613	3.514	4.7981

Tableau 1.8. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.481$ et $\alpha=0$.

θ =0,481	$\alpha=0 \quad K_0$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.664076	0.848674	1.024298	1.165926	1.227404	1.165926	1.024298	0.848674	0.664076
b/4	0.026438	0.325692	0.623022	0.910288	1.165964	1.350174	1.426456	1.440998	1.438258
b/2	-0.518052	-0.14417	0.234094	0.623022	1.024298	1.426456	1.796922	2.101216	2.378324
3b/4	-1.013656	-0.58387	-0.144168	0.325692	0.848674	1.440998	2.101216	2.796654	3.4836
b	-1.493846	-1.01366	-0.518052	0.026438	0.664076	1.438258	2.378324	3.4836	4.70367

Tableau 1.9. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.45$ et $\alpha=1$.

θ =0,45	$\alpha=1 \quad K_1$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8933	0.9458	1.0032	1.0577	1.085	1.0577	1.003	0.9458	0.8933
b/4	0.7355	0.8029	0.8804	0.9688	1.0577	1.1214	1.132	1.1152	1.0938
b/2	0.6142	0.6881	0.7748	0.8804	1.0032	1.1318	1.241	1.3013	1.34
3b/4	0.5202	0.5969	0.6881	0.8029	0.9458	1.1152	1.301	1.4809	1.6291
b	0.4418	0.5202	0.6142	0.7355	0.8933	1.0938	1.34	1.6291	1.9476

Tableau 1.10. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.50$ et $\alpha=1$.

$\theta = 0,50$	$\alpha = 1 \quad K_1$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8609	0.9276	1.0028	1.0767	1.1146	1.0767	1.003	0.9276	0.8609
b/4	0.6834	0.7617	0.8547	0.9642	1.0767	1.1557	1.16	1.1293	1.0937
b/2	0.5516	0.6326	0.7308	0.8547	1.0028	1.1603	1.291	1.3544	1.3376
3b/4	0.4538	0.534	0.6326	0.7617	0.9276	1.1293	1.354	1.5704	1.7409
b	0.3751	0.4538	0.5516	0.6834	0.8609	1.0937	1.388	1.7409	2.1362

Tableau 1.11. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.50$ et $\alpha=1$.

$\theta = 0,481$	$\alpha = 1 \quad K_1$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.873212	0.934516	1.002952	1.06948	1.103352	1.06948	1.003	0.934516	0.873212
b/4	0.703198	0.777356	0.864466	0.965948	1.06948	1.14267	1.149	1.123942	1.093738
b/2	0.575388	0.65369	0.74752	0.864466	1.002952	1.14947	1.272	1.334222	1.338512
3b/4	0.479032	0.557902	0.65369	0.777356	0.934516	1.12394	1.334	1.53639	1.698416
b	0.400446	0.479032	0.575388	0.703198	0.873212	1.09374	1.37	1.698416	2.064532

Tableau 1.12. Coefficients longitudinaux pour $\theta=0.481$ et $\alpha=0.268$.

$\theta = 0,481$	$\alpha = 0.268 \quad K_\alpha$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7774	0.8952	1.0127	1.1136	1.1602	1.1136	1.0127	0.8952	0.7774
b/4	0.3933	0.5705	0.7539	0.9405	1.1137	1.2377	1.2763	1.2691	1.2515
b/2	0.0747	0.2884	0.5124	0.7539	1.0127	1.2763	1.5123	1.6854	1.8146
3b/4	-0.2045	0.0351	0.2884	0.5705	0.8952	1.2691	1.6854	2.1135	2.5159
b	-0.4670	-0.2045	0.0747	0.3933	0.7774	1.2515	1.8314	2.5159	3.2730

Annexe C.8

L'interpolation pour trouver les coefficients de chaque on fait l'interpolation suivante :

$$K_p = K_{min} + (K_{max} - K_{min}) \times \frac{y_p - y_{min}}{y_{max} - y_{min}}$$

Tel que :

y_p : Coordonnée réelle de la poutre.

y_{min} : Coordonnée juste inférieur à y_p .

y_{max} : Coordonnée juste supérieur à y_p .

K_{min} : Coefficient de répartition transversale de la section juste inférieur à K_p .

K_{max} : Coefficient de répartition transversale de la section juste supérieur à K_p .

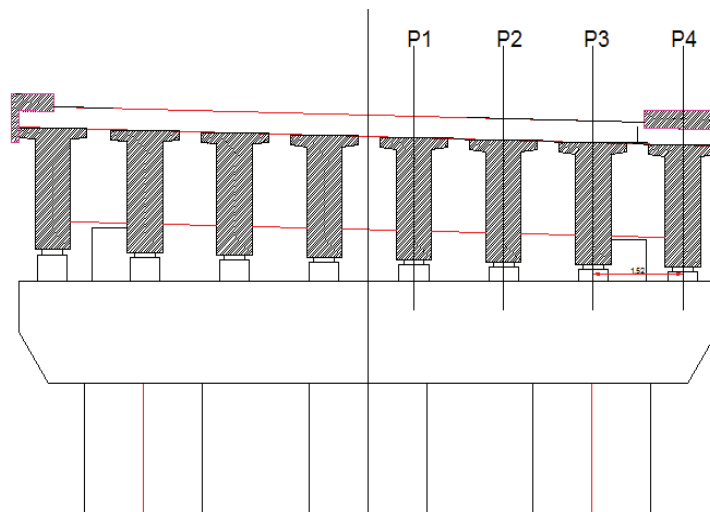


Figure1.4. Désignation des poutres.

Annexe C.9

Tableau 1.13. Coefficient de répartition transversale moyenne K_{amoy} pour les chargements repartis.

Surcharge		poutre1	poutre2	poutre3	poutre4
A(l)	3 voies	0.9537	0.8885	0.8103	0.7328
Surcharge des trottoirs	2 trottoirs	0.9023	1.1088	1.4146	1.8883
B _c	3 convois	1.0788	1.0734	1.052	1.0221
B _t	2 tandems	1.1121	1.1877	1.2206	1.2352
Convoi	Mc120	1.1322	1.2821	1.4044	1.5006
	D240	1.1421	1.1466	1.1045	1.049

ANNEXE D

Annexe D.1

1 Première étape

1.1 Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$\begin{aligned}
 F_1 &= F_2 = 0.9 \times 0.5 \times 2.68 = 1.21 \text{ MN} \\
 M &= F \times n \times e = 1.21 \times 3 \times (-0.81) = -2.9403 \text{ MN.m} \\
 \sigma_{sup} &= \frac{M.V}{I} & \sigma_{sup} &= \frac{-2.9403 \times 0.8722}{0.3394} = -7.5543 \text{ MPa} \\
 \sigma_{inf} &= \frac{M.V'}{I} & \sigma_{inf} &= \frac{-2.9403 \times (-1.0278)}{0.3394} = 8.9041 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

1.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$\begin{aligned}
 N &= n \times F = 3.63 \text{ MN} \\
 \sigma_{sup} &= \frac{N}{B_n} & \sigma_{sup} &= \frac{3.63}{0.7754} = 4.6815 \text{ MPa} \\
 \sigma_{inf} &= \frac{N}{B_n} & \sigma_{inf} &= \frac{3.63}{0.7754} = 4.6815 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

1.3 Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$\begin{aligned}
 M_{poutre} &= \frac{0.0175 \times 38.5^2}{8} = 3.28 \text{ MN} \\
 \sigma_{sup} &= \frac{M_{poutre} . V}{I} & \sigma_{sup} &= \frac{3.28 \times 0.8722}{0.3394} = 8.4290 \text{ MPa} \\
 \sigma_{inf} &= \frac{M_{poutre} . V'}{I} & \sigma_{inf} &= \frac{3.28 \times (-1.0278)}{0.3394} = -9.9328 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

1.4 Contrainte totale

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sup} &= (-7.5543 + 4.6815 + 8.4290) = 5.54 \text{ MPa} > -1,5f_{t7} && \text{Vérfiée.} \\
 \sigma_{inf} &= (8.9041 + 4.6815 - 9.9328) = 3.63 \text{ MPa} < \sigma_{max} && \text{Vérfiée.}
 \end{aligned}$$

2 Deuxième étape

2.1 Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$\begin{aligned}
 F_1 &= F_2 = 0.8 \times 1 \times 2.68 = 2.14 \text{ MN} \\
 M &= F \times n \times e = 2.14 \times 3 \times (-0.81) = -5.2002 \text{ MNm} \\
 \sigma_{sup} &= \frac{M.v}{I} & \sigma_{sup} &= \frac{-5.2002 \times 0.8722}{0.3394} = -13.3636 \text{ MPa} \\
 \sigma_{inf} &= \frac{M.v'}{I} & \sigma_{inf} &= \frac{-5.2002 \times (-1.0278)}{0.3394} = 15.7477 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

2.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$\begin{aligned}
 N &= n \times F = 3 \times 2.14 = 6.43 \text{ MN} \\
 \sigma_{sup} &= \frac{N}{B_n} & \sigma_{sup} &= \frac{6.43}{0.7754} = 8.2796 \text{ MPa} \\
 \sigma_{inf} &= \frac{N}{B_n} & \sigma_{inf} &= \frac{6.43}{0.7754} = 8.2796 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

2.3 Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$M_{poutre} = \frac{0.0174 \times 38.5^2}{8} = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre} \cdot V}{I} \quad \sigma_{sup} = \frac{3.28 \times 0.8722}{0.3394} = 8.4290 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre} \cdot V'}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{3.28 \times (-1.0278)}{0.3394} = -9.9328 \text{ MPa}$$

2.4 Contrainte totale

$$\sigma_{sup} = (-13.3636 + 8.2796 + 8.4290) = 3.29 > -1,5f_{t28} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = (15.7477 + 8.2796 - 9.9328) = 14.18 < \sigma_{max} \quad \text{Vérifiée.}$$

3 Troisième étape

3.1 Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$F_1 = F_2 = 0.8 \times 2.68 = 2.14 \text{ MN}$$

$$M = F \times n \times e = 2.14 \times 3 \times (-1.14) = -7.3188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{sup} = \frac{-7.3188 \times 0.7938}{0.5946} = -9.7707 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M \cdot V'}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{-7.3188 \times (-1.0278)}{0.5946} = 16.7310 \text{ MPa}$$

3.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 3 \times 2.14 = 6.43 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \quad \sigma_{sup} = \frac{6.43}{1.1579} = 5.5532 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \quad \sigma_{inf} = \frac{6.43}{1.1579} = 5.5532 \text{ MPa}$$

3.3 Contraintes dues au poids propre

$$M_{p+h} = \frac{(0.0174 + \frac{0.0715}{8}) \times 38.5^2}{8} = 4.88 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{p+h} \cdot V}{I} \quad \sigma_{sup} = \frac{4.88 \times 0.7938}{0.5946} = 6.5149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{p+h} \cdot V'}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{4.88 \times (-1.3562)}{0.5946} = -11.1306 \text{ MPa}$$

3.4 Contrainte totale

$$\sigma_{sup} = (-9.7707 + 5.5532 + 6.5149) = 2.27 > -1,5f_{t28} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = (16.7310 + 5.5532 - 11.1306) = 11.55 < \sigma_{max} \quad \text{Vérifiée.}$$

4 Quatrième étape

4.1 Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$F_1 = F_2 = 0.75 \times 1 \times 2.68 = 2.01 \text{ MN}$$

$$M = F \times n \times e = 2.01 \times 3 \times (-1.14) = -6.8742 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M \cdot v}{I} \quad \sigma_{sup} = \frac{-6.8742 \times 0.7938}{0.5946} = -9.1835 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M.v'}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{-6.8742 \times (-1.3562)}{0.5946} = 15.6991 \text{MPa}$$

4.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 6.03 \text{MN}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \quad \sigma_{sup} = \frac{6.03}{1.7915} = 5.2023 \text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \quad \sigma_{inf} = \frac{6.03}{1.7915} = 5.2023 \text{MPa}$$

4.3 Contraintes dues au poids propre de (la poutre+ hourdis+ la superstructure)

$$M_{min} = 8.58 \text{MNm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min}.V}{I} \quad \sigma_{sup} = \frac{8.58 \times 0.7938}{0.5946} = 11.4544 \text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{min}.V'}{I} \quad \sigma_{inf} = \frac{8.58 \times (-1.3562)}{0.5946} = -19.5698 \text{MPa}$$

4.4 Contrainte totale

$$\sigma_{sup} = (-9.1835 + 5.2023 + 11.4544) = 7.48 > -1.5f_{t28}$$

$$\sigma_{inf} = (15.6791 + 5.2023 - 19.5698) = 1.32 < \sigma_{max}$$

Vérifiée.

Vérifiée

Annexe D.2

Tableau D.1. Valeurs du tracé des câbles de précontrainte

x	yCâble 1	α Câble 1	yCâble 2	α Câble 2	yCâble 3	α Câble 3
0	0.83	4.08	1.15	5.46	1.47	6.38
1	0.76	3.99	1.05	5.34	1.36	6.22
2	0.69	3.71	0.95	4.97	1.25	5.81
3	0.63	3.53	0.88	4.72	1.15	5.51
4	0.57	3.26	0.8	4.37	1.06	5.12
5	0.51	3.04	0.72	4.07	0.97	4.75
6	0.46	2.79	0.65	3.77	0.89	4.4
7	0.41	2.59	0.59	3.47	0.81	4.05
8	0.36	2.38	0.53	3.19	0.74	3.72
9	0.32	2.16	0.47	2.92	0.68	3.37
10	0.29	1.95	0.42	2.59	0.62	3.03
11	0.25	1.71	0.38	2.3	0.57	2.7
12	0.22	1.49	0.34	1.99	0.52	2.33
13	0.2	1.27	0.3	1.7	0.48	1.99
14	0.18	1.05	0.27	1.44	0.45	1.64
15	0.16	0.83	0.25	1.11	0.42	1.3
16	0.14	0.62	0.23	0.83	0.39	0.96
17	0.13	0.39	0.22	0.52	0.39	0.61
18	0.13	0.17	0.21	0.23	0.37	0.27
19	0.12	0.07	0.2	0.12	0.36	0.18
19.25	0.12	0.07	0.2	0.12	0.36	0.18

Annexe D.3

1. Première étape

$$N = 0.5 \times 1800 \times 10^{-6} (3 \times 1488 - 166.557)$$

$$N = 3.868 \text{ MN}$$

$$M_g = 3.280 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = 4.988 \times (1 - 0.628) + 8.429 = 10.284 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{inf} = 4.988 \times (1 + 0.628) - 9.933 = -1.812 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

2. Deuxième étape

$$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} (3 \times 1488 - 166.557 - 0.4 \times 179.054) = 7.606 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 9.810 \times (1 - 0.628) + 8.429 = 12.078 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{inf} = 9.810 \times (1 + 0.628) - 9.933 = 6.038 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

3. Troisième étape

$$M_g = 4.884 \text{ MN.m}$$

$$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} \times (3 \times 1488 - 166.557 - 0.4 \times 179.054) = 7.606 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 6.569 \times (1 - 1.320) + 6.520 = 4.413 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 6.569 \times (1 + 1.320) - 11.140 = 4.101 \text{ MPa}$$

4. Quatrième étape

$$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} \times (3 \times 1488 - 303.909) = 7.488 \text{ MPa}$$

$$M_g = 8.580 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = 6.467 \times (1 - 1.320) + 11.454 = 9.385 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

$$\sigma_{inf} = 6.467 \times (1 + 1.320) - 19.570 = -4.566 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

ANNEXE E

Annexe E1

1 Calcul de la pile

1.1 Calcul de poids propre de la pile

Chevêtre : $18.53 \times 2.5 \times 25 = 1158.13 \text{ KN}$

Fut : $3 \times \left(\frac{2}{2}\right)^2 \times \pi \times 13.40 \times 25 = 3157.30 \text{ KN}$

Semelle : $18.80 \times 6 \times 25 = 2820 \text{ KN}$

Poids des terres dur la semelle : $12.50 \times 4.53 - \left(\frac{3 \times \pi}{4} \times 2^2\right) = 48.24 \text{ KN}$

Donc le poids total de la pile est de 7182.67 KN.

1.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile

1.2.1 Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier

Le poids propre du tablier $G = 10929 \text{ KN}$

La charge reprise par chaque pile $RCP = G = 10929 \text{ KN}$

1.2.2 Evaluation des réactions dues aux surcharges

Notre pile intermédiaire est entrain de supporter les efforts dus aux deux travées. Pour cela elle doit être dimensionnée de manière suffisante qui répond à cet état mécanique :

1.2.3 Calcul des charges verticales

1.2.3.1 Réactions dues aux charges des tabliers

$$R = \frac{1}{2} \times q_G \times 38.5 \times 2 = 10929 \text{ KN}$$

1.2.3.2 Réactions dues aux surcharges A(l)

$$R_{A(l)} = 6.34 \times 9 \times 0.9 \times 1.17 \times 38.5 = 2308.45 \text{ KN}$$

$$R_{A(l)} = 2308.45 \text{ KN}$$

1.2.3.3 Réactions dues aux surcharges des trottoirs

$$R_{max} = 1.2 \times 1.5 \times 38.5 = 69.33 \text{ KN}$$

1.2.3.4 Réactions dues aux surcharges Bc

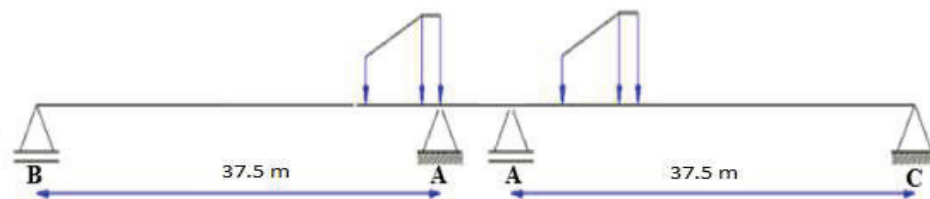


Figure E.1. Disposition des charges Bc sur les piles.

$$\sum F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A/B} = \frac{1}{37.5} \times (120 \times 37.5 + 120 \times 36 + 60 \times 31.5) = 285.60 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A/C} = \frac{1}{37.5} (120 \times 28.2 + 120 \times 29.7 + 60 \times 34.2) = 240 \text{ KN}$$

$$R_{max} = (R_{A/B} + R_{A/C}) \times n \times b_c \times \delta = (285.60 + 240) \times 3 \times 0.95 \times 1.069 = 1601.32 \text{ KN}$$

1.2.3.5 Réactions dues aux surcharges Mc120

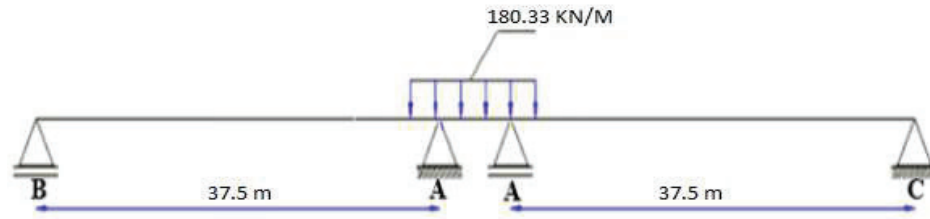


Figure E.2. Disposition des charges sur les deux piles.

$$\sum F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A/B} = \frac{1}{37.5} \times 1100 \times \left(37.5 - \frac{3.05}{2} + \frac{1.2}{2} \right) = 536.43 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A/C} = \frac{1}{37.5} \times 1100 \times \left(37.5 - \frac{3.05}{2} + \frac{1.2}{2} \right) = 536.43 \text{ KN}$$

$$R_{max} = (R_{A/B} + R_{A/C}) \times \delta = (536.43 + 536.43) \times 1.061 = 1137.99 \text{ KN}$$

1.2.3.6 Réactions dues aux surcharges D240

$$\sum F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A/B} = \frac{1}{37.5} \times 2400 \times \left(37.5 - \frac{9.3}{2} + \frac{1.2}{2} \right) = 1070.40 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A/C} = \frac{1}{37.5} \times 2400 \times \left(37.5 - \frac{9.3}{2} + \frac{1.2}{2} \right) = 1070.40 \text{ KN}$$

$$R_{max} = (R_{A/B} + R_{A/C}) = (1070.40 + 1070.40) = 2140.80 \text{ KN}$$

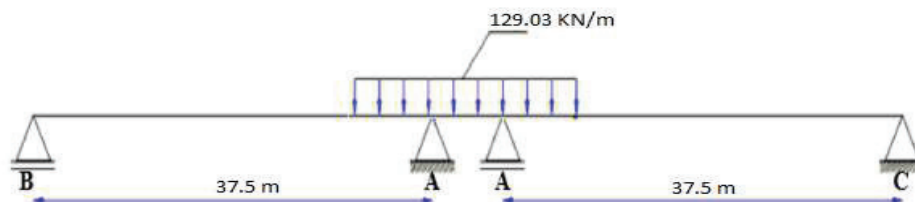


Figure 1.1. Disposition de la surcharge D240.

Donc la réaction totale du tablier est de :

$$R_{max}(2) = CP + 1.2 \times (max_Q + Q_{tr}) = CP + 1.2 \times (Q_{Al} + Q_{tr})$$

$$R_{max}(2) = 10929 + 1.2 \times (2308.45 + 69.33) = 13782.34 \text{ KN (le cas le plus défavorable)}$$

$$R_{max}(2) = CP + D_{240} = 10929 + 2140.80 = 13069.80 \text{ KN}$$

1.2.3.7 Réaction totale

$$R_{max} = 13782.34 \text{ KN}$$

1.2.4 Calcul des charges horizontales

1.2.4.1 Freinage dû au system A(l)

L'effort de freinage correspondant est donné par la formule suivante :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l).S}{20+0.0035 \times S} \quad S = 38.5 \times 9 \times 2 = 693 \text{ m}^2.$$

$$S : \text{La surface chargée.} \quad A(l) = 9.90 \text{ KN / m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{9.90 \times 693}{20 + 0.0035 \times 693} = 305.93 \text{ KN}$$

1.2.4.2 Freinage dû au Bc

L'effort de freinage induit par la charge Bc est limité au poids du véhicule c'est-à-dire :

$$F_{Bc} = Bc = 300 \text{ KN}$$

1.2.4.3 Séisme

Selon le RPOA notre ouvrage est de 2^{ème} groupe (liaison importante) dans une zone sismique faible (Zone IIa) donc le coefficient d'accélération de séisme est de :

$$K_H = A = 0.20$$

$$K_V = 0.3 K_H = 0.06$$

$$V = \text{poids de tablier} + \text{pile} = 10929 + 7182.67 = 18111.67 \text{ KN}$$

$$H = 0.15 V = 2716.75 \text{ KN}$$

1.2.4.4 Vent

L'intensité du vent vaut 2KN/m² pour les ouvrages en service

1.2.5 Calcul des sollicitations

$$P_1 = \frac{13782.34}{11.80} = 1167.99 \text{ KN / ml} \text{ (due au poids propre de tablier + surcharge)}$$

$$P_1 = \frac{1158.13}{11.80} = 98.15 \text{ KN / ml} \text{ (poids propre de chevette)}$$

$$P = P_1 + P_2 = 1266.14 \text{ KN / ml}$$

1.2.5.1 Calcul des sollicitations à l'ELS

$$\text{A l'ELS : } P_{ser} = 1266.14 \text{ KN / ml}$$

1.2.5.1.1 Le moment fléchissant

Sur appuis

$$M_0 = M_2 = \frac{-1266.14 \times 2.12^2}{2} = -2845.27 \text{ KM.m} \text{ « par symétrie »}$$

$$M_1 = \frac{1}{4 \times 3.8} \left(\frac{-1266.14 \times 3.8^3}{4} \times 2 + 2 \times 3.8 \times 2845.27 \right) \\ = -862.75 \text{ KN.m}$$

Sur mi- travée de chevlêtre

$$M_x = \frac{P \times l \times x}{2} - \frac{P \times x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{M_1 \times x}{l}$$

$$M'(x) = \frac{P \times l}{2} - P \times x - \frac{M_0}{l} - \frac{M_1}{l} \text{ donc } x = \frac{3.8}{2} + \frac{(2845.27 - 862.75)}{1266.14 \times 3.8} = 2.3 \text{ m}$$

$$M_{2.3} = \frac{1266.14 \times 3.8 \times 2.3}{2} - \frac{1266.14 \times 2.3^2}{2} - 2845.27 \left(1 - \frac{2.3}{3.8} \right) \\ - \frac{862.75 \times 2.3}{3.8}$$

$$M_{2.3} = 835.77 \text{ KN.m}$$

1.2.5.1.2 L'effort tranchant

$$T(+) = 1266.14 \times 2.12 = 2684.22 \text{ KN}$$

$$T(-) = 1266.14 \times \frac{3.8}{2} + \frac{2845.27 - 862.75}{3.8} = 2927.38 \text{ KN}$$

$$T(\text{milieu}) = 1266.14 \times \frac{3.8}{2} - \frac{2845.27 - 862.75}{3.8} = 1883.95 \text{ KN}$$

1.2.5.2 Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\text{A l'ELU : } P_{ser} = 1.35 \times 2266.14 = 3059.29 \text{ KN / ml}$$

1.2.5.2.1 Le moment fléchissant

Sur appuis

$$M_0 = M_2 = \frac{-3059.29 \times 2.12^2}{2} = -6874.84 \text{ KM.m « par symétrie »}$$

$$M_1 = \frac{1}{4 \times 3.8} \left(\frac{-3059.29 \times 3.8^3}{4} \times 2 + 2 \times 3.8 \times 6874.84 \right) \\ = -2084.60 \text{ KN.m}$$

Sur mi- travée de chevlêtre

$$M_x = \frac{P \times l \times x}{2} - \frac{P \times x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{M_1 \times x}{l}$$

$$M'(x) = \frac{P \times l}{2} - P \times x - \frac{M_0}{l} - \frac{M_1}{l} \text{ Donc } x = \frac{3.8}{2} + \frac{(6874.84 - 2084.60)}{3059.29 \times 3.8} = 2.3 \text{ m}$$

$$M_{2.3} = \frac{3059.29 \times 3.8 \times 2.3}{2} - \frac{3059.29 \times 2.3^2}{2} - 6874.84 \left(1 - \frac{2.3}{3.8} \right) \\ - \frac{2084.60 \times 2.3}{3.8}$$

$$M_{2.3} = 1301.79 \text{ KN.m}$$

1.2.5.2.2 L'effort tranchant

$$T(+) = 3059.29 \times 2.12 = 6485.70 \text{ KN}$$

$$T(-) = 3059.29 \times \frac{3.8}{2} + \frac{6874.84 - 2084.60}{3.8} = 7073.24 \text{ KN}$$

$$T(\text{milieu}) = 3059.29 \times \frac{3.8}{2} - \frac{6874.84 - 2084.60}{3.8} = 4552.06 \text{ KN}$$

1.2.6 Section d'armature supérieure (sur appui)

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple en appuis : $M_u = 6874.84 \text{ KN.m/ml}$.

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \times b \times d^2} ; f_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}; b = 2.5 \text{ m} ; d = 1.44 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{6874.84 \times 10^{-3}}{15.30 \times 2.5 \times 1.44^2} = 0.087$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.114$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 1.37 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{6874.84 \times 10^{-3}}{347.83 \times 1.37} = 144.27 \text{ cm}^2$$

On prend 12 HA40 $\rightarrow A_s = 150.8 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} \geq \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 2.5 \times 1.44 \Rightarrow A_{min} \geq 45.95 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

1.2.7 Section d'armatures inférieures (sur travée)

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple en Travée .

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \times b \times d^2} ; f_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa} ; b = 2.5 \text{ m} ; d = 1.44 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1301.79 \times 10^{-3}}{15.30 \times 2.5 \times 1.44^2} = 0.016$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 1.43 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{1301.79 \times 10^{-3}}{347.83 \times 1.43} = 26.17 \text{ cm}^2$$

Soit : 9 HA20 $\Rightarrow A_s = 28.27 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} \geq \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 2.5 \times 1.44 \Rightarrow A_{min} \geq 45.95 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

1.3 Etude de la chevêtre à la torsion

1.3.1.1 Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_t = R_1 \times d$$

Une travée chargée par D240 :

$$M_{t1} = \left(\frac{1}{37.5} \times 2400(37.5 - 9.3) \right) \times 1.35 \times 0.6$$

$$= 1461.89 \text{ KN.m}$$

Moment de torsion du aux poids propre :

$$R_{max} = \frac{10929}{2} = 5464.50 \text{ KN}$$

$$M_{t2} = 5464.50 \times 1.35 \times 0.60 = 4426.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = M_t = 4426.25 \text{ KN.m}$$

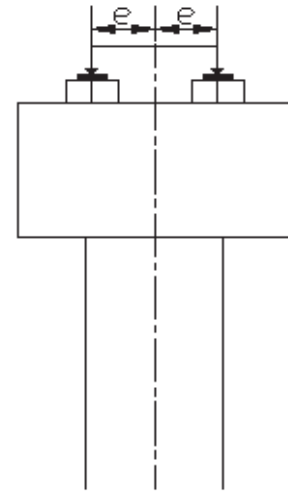


FIGURE XI-8 : calcul du moment de torsion

On doit vérifier que :

$$\tau_u(V) + \tau_u(M_t) < \tau_{uadm}$$

$\tau_u(V)$: contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

$\tau_u(M_t)$: contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_{uadm} : contrainte de cisaillement limite

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale à $\rightarrow e = \frac{a}{6}$

a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre. et la largeur du chevêtre l_t telle que :

$$\left(\begin{array}{l} l_t = b \text{ si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h \text{ si } b > x + h. \end{array} \right) \Rightarrow l_t = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{On a } a = 1,6 \text{ m} \Rightarrow e = \frac{a}{6} = \frac{1,6}{6} = 0.30$$

Ω : Air de contour

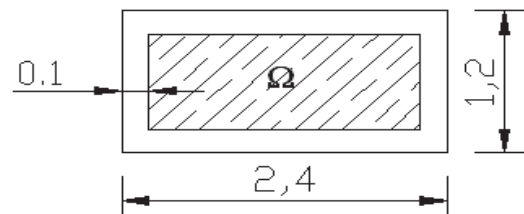


FIGURE XI-9 : Section de torsion.

$$\Omega = (2.50 - 0.30)(1.60 - 0.30) = 2.86 \text{ m}^2$$

$$\tau_{uadm} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_u(V) = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{7.073}{2.5 \times 0.9 \times 1.6} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.375}{2 \times 2.86 \times 0.30} = 0.22 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 1.96 + 0.22 = 2.18 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa}$ donc vérifier.

Annexe E.2

L'action sismique est évaluée par le spectre de réponse élastique pour les composantes horizontales et la composante verticale, respectivement formulées :

$$S_a^H = \begin{cases} AS g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta S g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A S g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta A S g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné par :

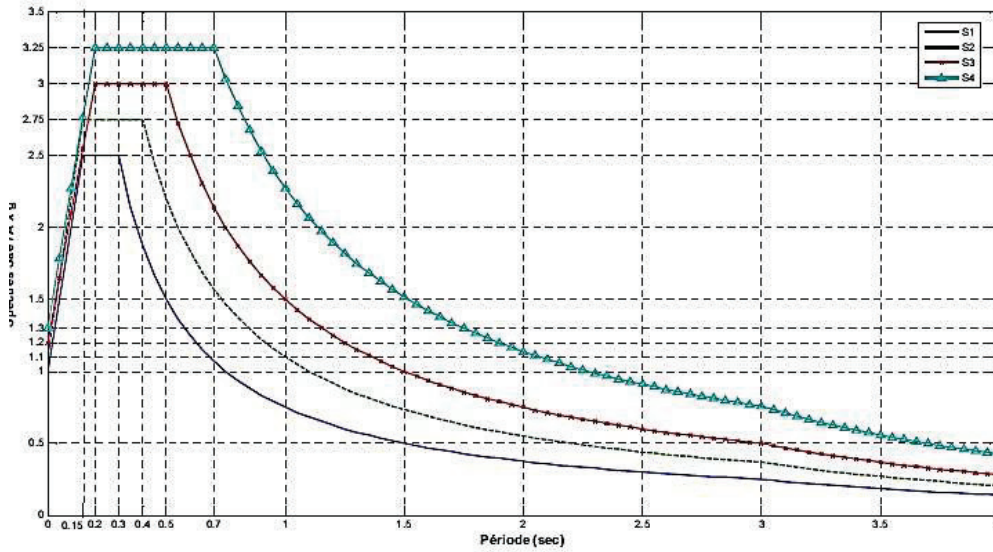
$$S_{ae}^v(T) = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq T_3.0s \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Tableau E.1. Coefficient d'accélération

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
Pont stratégique	0. 15	0. 25	0. 30	0. 40
Pont important	0. 12	0. 20	0. 25	0. 30
Pont d'importance moyenne	0. 10	0. 15	0. 20	0. 25

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

Tableau 3.3 valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale



Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau 3.4 Valeurs de T_1 , T_2 pour la composante verticale

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1

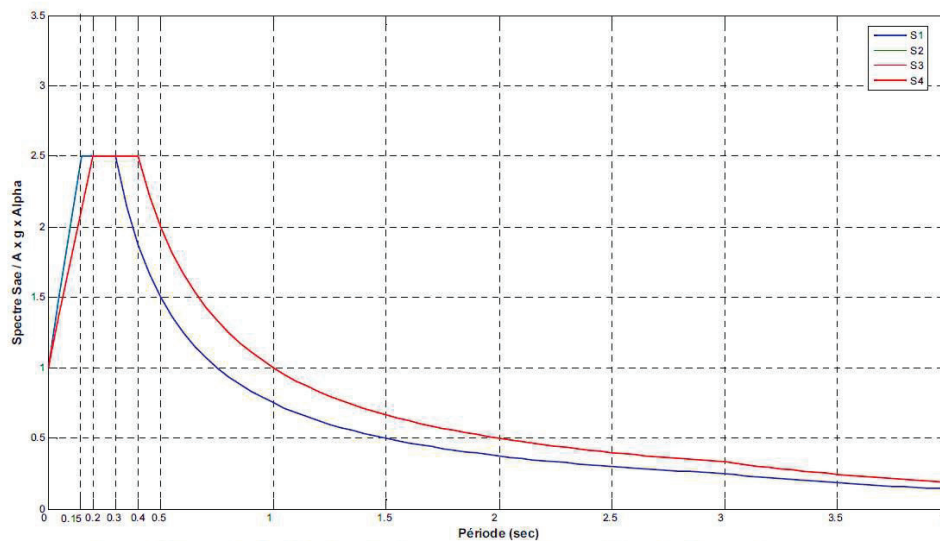


Figure 3.3 spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

Annexe E.3

2 Evaluation des efforts

2.1 Conditions normales

2.1.1 Charges verticales

$$P_{fût} = 3155.70 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Tablier} + \text{chevêtre} + 3fûts &= 10929 + 1158.13 + 3155.70 \\ &= 15242.83 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Al + Q_{tr} = 2308.45 + 69.33 = 2377.78 \text{ KN}$$

$$Q_{v(ELU)} = 1.35 \times 15242.83 + 1.6 \times 2377.78 = 24382.27 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } 8127.42 \text{ KN/fût}$$

$$Q_{v(ELS)} = 15242.83 + 1.2 \times (2308.45 + 69.33) = 18096.17 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } 6032.06 \text{ KN/fût}$$

2.1.2 Charges horizontales

2.1.2.1 Freinage du au Bc

$$F_{Bc} = \frac{300}{3} = 100 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } 100 \text{ KN/fût}$$

2.1.2.2 Freinage dû à A(l)

$$F_{A(l)} = \frac{\frac{A(l).S}{20+0.0035 \times S \times 1} \times 1}{2} = \frac{305.93}{6} = 50.99 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } 50.99 \text{ KN/fût}$$

2.1.2.3 Effet du vent

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité.

$$\text{Tablier } H = 2 \times (38.5 \times (1.9 + 0.25 + 0.3)) = 188.65 \text{ KN}$$

$$\text{Chevêtre} + \text{fût } H = 2 \times (3 \times 2 \times 13.40 + 2.5 \times 1.6) = 168.80 \text{ KN}$$

$$H_{vent} = 188.65 + 168.80 = 357.45 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } 119.15 \text{ KN/fût}$$

2.2 Récapitulatif

2.2.1 Moment à la base de fût

2.2.1.1 Freinage Bc

$$M_{Bc} = 100 \times 15 = 1500 \text{ KN.m}$$

2.2.1.2 Le vent

$$M_{vent} = \frac{119.15 \times 15}{2} = 893.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u = 8127.42 \text{ KN} \quad M_u = 1.6 \times 1500 = 2400 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 6032.06 \text{ KN} \quad M_{ser} = 1.2 \times 1500 = 1800 \text{ KN.m}$$

2.3 Condition sismique

$$K_H = 0.20G \rightarrow K_H = 0.20 \times 15242.83 = 3048.57 \text{ KN}$$

$$K_V = 0.06G \rightarrow K_V = 0.06 \times 15242.83 = 914.57 \text{ KN}$$

$$M_{SH} = 0.20 \times \left(10929 \times 15 + 1158.13 \times 13.40 + \frac{3155.70 \times 13.40}{2} \right) \\ = 40119.43 \text{ KN.m}$$

Soit le moment par fût :

$$M_{SH} = 13373.14 \text{ KN.m}$$

$$N_{SH} = 8127.42 + 914.57 = 9042 \text{ KN}$$

$$\text{Donc à l'ELU : } M_u = 13373.14 \text{ KN.m}$$

3 Calcul du ferrailage

3.1 Condition normale

3.1.1 Armatures longitudinales

$$M_u = 2400 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 8127.42 \text{ KN}$$

$$\frac{h'}{\varphi} = \frac{0.04}{2} = 0.02$$

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{2.400}{\pi 1^2 \times 2 \times 27} \approx 0.01$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{8.127}{\pi 1^2 \times 2 \times 27} \approx 0.05$$

D'après l'abaque on trouve : $\omega = 0.06$

$$\omega = \frac{A_s \times f_e}{\pi R^2 f_{c28}} \rightarrow A_s \frac{\pi R^2 f_{c28} \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 1^2 \times 27 \times 0.06 \times 10^4}{400} = 127.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 16HA32 de section nominale $A_s = 128.68 \text{ cm}^2$

3.2 Condition sismique

3.2.1 Armatures longitudinales

$$N_u = 9042 \text{ KN}$$

$$M_u = 13373.14 \text{ KN.m}$$

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Selon l'abaque de Walther, on a : $\frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{13.373}{\pi 1^2 \times 2 \times 27} \approx 0.02$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{9.042}{\pi 1^2 \times 2 \times 27} \approx 0.04$$

D'après l'abaque on trouve : $\omega = 0.09$

$$\omega = \frac{A_s \times f_e}{\pi R^2 f_{c28}} \rightarrow A_s \frac{\pi R^2 f_{c28} \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 1^2 \times 27 \times 0.09 \times 10^4}{400} = 190.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 24HA32 de section nominale $A_s = 193.01 \text{ cm}^2$

Annexe E.4

4 Evaluation des efforts agissants sur la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propres de la semelle et des terres.

4.1 Charges verticales

4.1.1 Charge permanente

Tablier : $CP = 10929 \text{ KN}$

Chevêtre : 1158.13 KN

3 Futs : 3155.70 KN

4.1.1.1 Charge permanente (Tablier + Chevêtre + Fut)

$$\begin{aligned} \text{Tablier} + \text{chevêtre} + 3\text{fûts} &= 10929 + 1158.13 + 3155.70 \\ &= 15242.83 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.1.1.2 Surcharges d'exploitations

$$1.6 \times (Al + Q_{tr}) = 1.6 \times 2377.78 = 3804.45 \text{ KN}$$

4.1.1.3 Poids de la Semelle

$$1.6 \times 6 \times 12.5 \times 25 = 3000 \text{ KN}$$

4.1.1.4 Poids des terres sur la semelle

$$12.50 \times 4.53 - \left(\frac{3 \times \pi}{4} \times 2^2 \right) = 48.24 \text{ KN}$$

4.1.1.5 Le poids total

$$N_{max} = 22051.52 \text{ KN}$$

4.1.2 Charges horizontales

Freinage 300 KN

Vent 2 KN/m²

4.1.3 Moment à la base de la semelle

Freinage Bc $M_{Bc} = 100 \times (15 + 1.5) = 1650 \text{ KN.m}$

Vent $M_v = \frac{119.15 \times 16.5}{2} = 982.99 \text{ N.m}$

Donc : $M_u = 1.6 \times 1650 = 2640 \text{ KN.m}$

4.2 Condition sismique

D'après RPOA2006 (règlement parasismique algérien d'ouvrage d'art –version 2007-)
L'intensité du séisme est :

$$K_H = 0.20G \rightarrow K_H = 0.20 \times 15242.83 = 3048.57 \text{ KN}$$

$$K_V = 0.06G \rightarrow K_V = 0.06 \times 15242.83 = 914.57 \text{ KN}$$

$$M_{SH} = 0.20 \times \left(10929 \times 16.5 + 1158.13 \times 14.90 + \frac{3155.70 \times 14.90}{2} \right) \\ = 44218.92 \text{ KN.m}$$

Soit le moment par fût :

$$M_{SH} = 14739.29 \text{ KN.m}$$

$$N_{SH} = 22051.52 + 914.57 = 22966.09 \text{ KN}$$

Donc à l'ELU : $M_u = 14739.29 \text{ KN.m}$

5 Ferrailage

5.1 Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est : $\left(\alpha \geq 45^\circ \text{ h} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)} = 1.08$$

$$\alpha \approx 47.14^\circ$$

Vérifiée.

$$h = H - 0.1 = 1.40 \text{ m} \quad \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 1.30 \text{ m}$$

Vérifiée.

$$A_s = \frac{\frac{N}{\sigma_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}{h}$$

5.1.1 Condition normale

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266.67 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\frac{N_1}{\sigma_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}{h} = \frac{2.94}{266.67} \times 1.3}{1.4} = 102.37 \text{ cm}^2$$

5.1.2 Condition sismique

$$A_s = \frac{\frac{N_1}{\sigma_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}{h} = \frac{3.89}{400} \times 1.3}{1.4} = 90.30 \text{ cm}^2$$

Rq : La condition normale est la plus défavorable $A_s = 102.37 \text{ cm}^2$.

On prend 13 HA32 $A_{inf} = 104.55 \text{ cm}^2$

Tant que :

n : Nombre de barre = 13 barres.

d : Enrobage = 10cm.

ϕ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

$$\text{L'espacement est de : } S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.1}{13-1} = 22 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 22 \text{ cm}$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi \text{ pieu} = 1.4 + 1.2 = 2.6 \text{ m.}$$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{104.55}{3} = 34.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 8 HA25 $A_{inf} = 39.27 \text{ cm}^2$

5.2 Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{A_s}{3} = \frac{104.55}{3} = 34.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 12 HA20 $A_{inf} = 37.69 \text{ cm}^2$ $S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.1}{12-1} = 25 \text{ cm}$

5.2.1 Armatures de construction

5.2.2 Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10} = \frac{104.55}{10} = 10.46 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 $A_{sup} = 10.78 \text{ cm}^2$ $S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.1}{7-1} = 45 \text{ cm}$

5.2.3 Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3} = \frac{104.55}{3} = 34.85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.1}{12-1} = 25 \text{ cm}$$

Soit : 12 HA20 $A_{sup} = 37.69 \text{ cm}^2$

5.2.4 Armatures latérales

$$A_l = \frac{A_s}{10} = \frac{104.55}{10} = 10.46 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 $A_l = 10.78 \text{ cm}^2$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

Ce choix pour but de faciliter la réalisation de l'élément.

Annexe E.5

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) : chaque fut ramène un moment est un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante : $N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$, tel que :

N : Effort normal maximal

n : Nombre de pieu (8pieux)

$X_i Y_i$: Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré

M : Moment maximale

6 Calcul des efforts

6.1 Condition normale

$$N_1 = \frac{22051.52}{8} + \frac{2640 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 2939.77 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{22051.52}{8} - \frac{2640 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 2573.11 \text{ KN.}$$

6.2 Condition sismique

$$N_1 = \frac{220966.09}{8} + \frac{14739.29 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 3894.32 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{220966.09}{8} - \frac{14739.29 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 1847.20 \text{ KN.}$$

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$$

Tel que :

b : Diamètre du pieu $b = 1.2 \text{ m}$.

c_u : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu $I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

La solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \frac{\sqrt[4]{4EI}}{c_u b y}$ avec : α la longueur élastique du pieu.

7 Calcul du coefficient d'amortissement du module de WERNER λ

Pour obtenir le module de réaction du sol C_u , il faut passer d'abord par la formule empirique : $\frac{P_l - P_0}{10} + 0.025$ pour $P_l > 0.05 \text{ MPa}$

Avec $P_l = 32.10 \text{ bar}$: pression limite

$P_0 = 2.12 \text{ bar}$: pression horizontale des terres au repos au moment de l'essai

Donc $\frac{32.10 - 2.12}{10} + 0.025 = 3.023 \text{ bar}$

$$\lambda = \frac{\sqrt[4]{C_u b_y}}{4EI} = \frac{\sqrt[4]{3.08 \times 120}}{4 \times 336506.35 \times 10.17 \times 10^6} = 0.228 \text{ m}^{-1}$$

D'où $\lambda_L = 0.228 \times 9 = 2.052$

8 Effort tranchant en tête du pieu

Les efforts sont calculés dans l'élément précédent (la semelle) :

8.1 Condition normale

Freinage 100 KN

Vent 119.15 KN $\rightarrow H = 100 + 119.15 = 219.15 \text{ KN}$

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{219.15}{6} = 36.53 \text{ KN/pieu}$$

8.2 Condition sismique

$$\bar{P} = \frac{H}{n} = \frac{3611.07}{6} = 601.84 \text{ KN/pieu}$$

9 Calcul des moments par la formule de WERNER

À l'aide de la formule $EI\theta_0 = \frac{\chi_{\theta M} \times M}{\lambda} + \frac{P}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$ on peut déterminer les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différents points. Le pieu est encastré dans la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \underline{M} + \frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P}$$

Tel que :

\underline{M} : Moment en tête du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement ($1/\alpha$)

$\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P}$: Donnée par l'abaque de WERNER en fonction

$$EI\theta_0 = M(z) = \chi_{\theta M} \times \underline{M} + \frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow \underline{M} = \frac{-\frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}}$$

9.1 Déterminations des coefficients $\chi_{\theta M}$; $\chi_{\theta P}$:

$$\lambda_L = 2 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.62 \quad \chi_{\theta P} = 1.35$$

$$\lambda_L = 3 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.48 \quad \chi_{\theta P} = 1.16$$

$$\text{Pour :} \quad \lambda_L = 2.052 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.10 \quad ; \quad \chi_{\theta P} = 0.65$$

9.1.1 Condition normale

$$\underline{P} = 36.53 \text{ KN / pieu} \rightarrow \underline{M} = \frac{-\frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} = 94.68 \text{ KN.m}$$

9.1.2 Condition sismique

$$\frac{\text{KN}}{\text{pieu}} \rightarrow \underline{M} = \frac{-\frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} = 1559.79 \text{ KN.m}$$

Les armatures

9.2 Armatures longitudinales

Le pieu étant considéré comme pièce soumise à la flexion composée, le ferrillage est fait par le biais de l'abaque de WERNER :

Enrobage $h = 5 \text{ cm}$

Diamètre de pieu $D = 1.2 \text{ m}$

$$\frac{h}{D} = \frac{5}{120} = 0.04$$

9.2.1 Condition normale

$$N_r = 2573.11 \text{ KN} \rightarrow \frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{2573.11 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.2 \times 0.6^2 \times 30} = 0.06$$

$$M_r = 94.68 \text{ KN.m} \rightarrow \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{94.68 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.002$$

D'après l'abaque de $\omega = 0.1$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \times \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 30 \times 0.1 \times 10^4}{400} = 84.82 \text{ cm}^2$$

On prend 19HA25 pour $A_s = 93.27 \text{ cm}^2$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.61 < 93.27 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

9.2.2 Condition sismique

$$N_r = 1847 \text{ KN} \rightarrow \frac{N_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{1847 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.2 \times 0.6^2 \times 30} = 0.04$$

$$M_r = 1559.79 \text{ KN.m} \rightarrow \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{1559.79 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.03$$

D'après l'abaque de $\omega = 0.12$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \times \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 30 \times 0.12 \times 10^4}{400} = 110.78 \text{ cm}^2$$

On prend 23HA25 pour $A_s = 112.90 \text{ cm}^2$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.61 < 112.90 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Alors le cas le plus défavorable est le cas sismique

9.3 Armatures transversales

On prend $\phi = \text{HA12}$ avec un espacement de 10 cm dans les zones de recouvrement (zone critique) et 20 cm pour la zone courante.

Annexe E.6

La hauteur de la culée est conditionnée par la topographie du site, d'après le levé topographique $H = 9.610m$.

1. Mur garde grève

Hauteur : $H = 2.40 m$

Épaisseur : $e = \text{Max}\left(0.3; \frac{H}{8}\right) = 0.30 m$

Longueur : $11.80 m$

2. Dalle de transition

La dimension transversale de la dalle de transition est la même que celle du mur garde grève c'est-à-dire $11.80 m$.

Sa longueur est donnée par la formule suivante :

$L = \min(6m; \max(4m; 0.6H))$ avec H la hauteur du remblai. $H = 5.70 m$

$L = \min(6m; 4m) = 4m$

Épaisseur de la dalle est prise égale à $e = 0.30m$

3. Mur en Retour

L'épaisseur du mur en retour est généralement comprise entre 30cm et 60cm. on opte pour :

$$\begin{aligned} e &= 60cm \\ L &= 7.30 m \\ H &= 5.70 m \end{aligned}$$

4. Mur frontal

Le mur frontal est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, sa largeur est déterminée de façon à assurer un espace suffisant pour recevoir les appareils d'appuis et permettre l'entretien périodique.

$L = \text{largeur du tablier} = 11.80 m$

Hauteur = $3.25m$

Épaisseur $e = 1.75m$

5. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition, il a une forme de trapèze ayant une grande base de 0.80m, une petite base de 0.40 m et une hauteur de 0.40m.

6. Semelle

Épaisseur : $1.50m$

Largeur : $7.00m$

Longueur : $12.50m$

Type de fondation : fondation profonde