



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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**ETUDE TECHNIQUE D'UN OUVRAGE
D'ART SUR LA LIAISON
OUSSEMGHOUN – BNOUD
AU PK05+350**

Présenté par :

HAKEM Sidali
SEGHIR Nouredine

Encadré par :

Mr KHELFI Mebarek

Promotion 2018 /2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Tout d'abord nous remercions avant tous, **ALLAH** le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.*

*Nous remercions vivement, notre encadreur Mr : **KHELFI Mebarek** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du **ENSTP & EPSTT** qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Travaux Publics.*

*On remercie Mr. **AZIL Mehdi**, Mr. **BABAKHOUYA Youcef** et Mr. **MEZOUAR Nouredine** de nous avoir aidé à réaliser ce travail.*

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

HAKEM & SEGHIR

إهداء

قال تعالى " وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا " طه ١١٤

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات وبذكركه تتنزل الرحمة وبشكركه تزيد الخيرات وبعفوهِ وكرمهِ
تغفر الزلات والصلاة والسلام على فخر الكائنات وسيد السادات إمام المتقين وشفيع المذنبين سيدنا
وحبيبنا محمد وعلى آله الغر الميامين وصحابته أجمعين ومن تبعهم بإحسان إلى يوم الدين

أما بعد

أهدي هذا العمل المتواضع

إلى التي تعبته وربته وسمرت الليالي إلى أغلى شيء في الوجود

.إلى أحب شخص في هذه الدنيا بعد الله ورسوله، إلى أمي الحبيبة " فتية "

التي فرحت دوماً لنجاحي وسعادتي. أسأل الله أن يطيل عمرها لكي أرى جزءاً من خيرها

إلى الذي جعل مني رجلاً إلى الذي أهدى عمره من أجل راحتي ودراستي

.إلى أبي الغالي " موسى "

إلى كل اخوتي وأخص بالذكر الأخت الكبرى " سعاد "

إلى كل أقاربي خاصة منهم خالي، زوجته وأولاده

وإلى من شاركني عملي هذا وكان معي في كل خطوة خطوتها

إلى من زرعوا التفاؤل في دربنا وقدموا لنا المساعدات والتسهيلات والأفكار والمعلومات، ربما دون

يشعروا بدورهم بذلك فلمن منا كل الشكر

وإلى كل طلبة المدرسة الوطنية للأشغال العمومية وأخص بالذكر دفعة سنة 2019

صغير نورالدين

الإهداء

الحمد لله رب العالمين والصلاة والسلام على أشرف الخلق وخاتم الأنبياء والمرسلين

" محمد صلى الله عليه وسلم

وعلى آله وصحبه أجمعين، أما بعد

:أهدي ثمرة دراستي وجهدي المتواضع

إلى ورثة القلب ونسَم الروح إلى أم الحبيبة

إلى أبي الغالي.

إلى رفقة الدرب

إلى إخوتي الأعزاء

إلى عائلة حاكم وكل الأهل والأقارب

إلى كل من أعاننا في إنجاز هذا العمل المتواضع

وإلى كل طلبة المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

...إليك أنت أيها القارئ

حاكم سيد علي

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي تحتوي على تصميم ودراسة مفصلة لجسر عابر لواد

بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاثة اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع. بعدها قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة، الى تقييم الجهود الخارجية العرضية والطولية، الخرسانة مسبقة الإجهاد والمعدات، في الأخير كان الجزء مركزا على تصميم ودراسة البنية التحتية أي الاعمدة والمساند النمذجة كانت بالاستعانة ببرنامج روبيوت، ورسم الهياكل بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد و التسليح بالروبوت اكسبرت

الكلمات المفتاحية: عارضة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont franchissant d'un oued

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, puis, on a passé à une conception générale, dont laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la première variante « Pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension » pour une étude détaillée.

En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et les surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage.

Ensuite, on a abordé l'étude du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : l'évaluation des sollicitations longitudinales et transversales, la précontrainte et les équipements. Enfin, les derniers chapitres ont été consacrés pour la conception et l'étude de la Pile et la culée.

La modélisation est faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections avec le logiciel Autocad, et le ferrailage avec Robot Expert

Mots clés : poutre, appui, la précontrainte, étude, conception

Abstract

The purpose of this work is to design and study a straight bridge on the river

We began our work with the presentation of the project, 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 the first variant "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 various loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, we discussed the superstructure part which has touched several aspects: the evaluation of longitudinal and transverse stresses, prestressing and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure (Pile and abutment).

The modeling is done using the Robot Structural software, and the drawings of the sections with AutoCAD software's.

Key words: beam, support, the preloading, study, design

LA LISTE DES FIGURES

Figure II. 1. Tracé en plan	8
Figure II. 2. Profile en long.....	9
Figure II. 2. Profile en long.....	9
Figure II. 3. Profil en travers du projet	9
Figure II. 3. Profil en travers du projet	9
Figure II. 4. Données géotechniques	10
Figure II. 5. Carte de zonage sismique de l'Algérie d'après RPOA	10
Figure III. 1. Diagramme contraintes déformations	14
Figure IV. 1. Implantation des appuis.....	17
Figure IV. 2. Gousset de talon	18
Figure IV. 5. Différentes sections de la poutre.....	19
Figure IV. 6. Epaissement au niveau l'appui.....	19
Figure IV. 7. vue en 3D	20
Figure IV. 8. Implantation des appuis et les culées.....	20
Figure IV. 9. Différentes sections de la poutre.....	21
Figure IV. 10. Epaissement au niveau l'appui.....	22
Figure IV. 11. vue en 3D	22
Figure IV. 12. Implantation des appuis et les culées.....	23
Figure IV. 13. Différentes sections de la poutre.....	24
Figure IV. 14. profil en travers.....	24
Figure V. 1. gousset de talon	28
Figure V. 2. gousset de table de compression a mi-travée	28
Figure V. 3. gousset de table de compression a l'about.....	28
Figure V. 4. la corniche	29
Figure V. 5. Schéma du garde-corps.....	30
Figure V. 6. coupe sur pile	30
Figure V. 7. les dimensions de la section de la poutre + l'hourdis à mi- travée.....	31
Figure V. 8. les dimensions de la section à mi – travée.....	31
Figure V. 10. les dimensions de la poutre + hourdis à l'intermédiaire.....	32
Figure V. 9. les dimensions de la section de la poutre à l'intermédiaire	32
Figure V. 12. les dimensions de la section de la poutre+ l'hourdis à l'about.....	32
Figure V. 11.: les dimensions de la section de la poutre a l'about	32
Figure VI. 1. Système Bc	35
Figure VI. 2. Système Bt.....	36
Figure VI. 3. Système Mc 120	37
Figure VI. 4. Système D 240.....	38
Figure VII. 1. Schéma statique pour calculer moment dues charge permanente.....	39
Figure VII. 2. schéma statique pour calculer moment dues charge A(l)	39
Figure VII. 3. schéma statique pour calculer moment dues charge Bc	40
Figure VII. 4. schéma statique pour calculer moment dues charge Bt	41
Figure VII. 5. schéma statique pour calculer moment dues charge Mc120.....	42
Figure VII. 6. schéma statique pour calculer moment dues charge D240	42

Figure VII. 7.schéma statique pour calculer moment dues charge St.....	43
Figure VII. 8. Schéma statique pour calculer l'effort tranchant dues charge permanent.....	43
Figure VII. 9.schéma statique pour calculer l'effort tranchant au surcharge A(l)	44
Figure VII. 10.schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge Bc.....	44
Figure VII. 11.schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge Bt	45
Figure VII. 12.schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge Mc120	45
Figure VII. 13.schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge D240	46
Figure VII. 14.schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge St	46
Figure VIII. 1.Rectangle pour la détermination d'inertie de torsion	49
Figure VIII. 2.Section en T, avec talon, décomposé en 3 éléments.....	49
Figure VIII. 3.position des poutres transversalement	51
Figure VIII. 4.positionnement des charges afin d'obtenir le cas le plus défavorable.....	52
Figure VIII. 5. Moment de chaque poutre a mi-travée.....	54
Figure X. 1. Position des câbles pour chaque section	58
Figure X. 2. Coupe transversale du tracé des câbles	58
Figure X. 3.État des contraintes à mi-travée	64
Figure X. 4.Disposition des armatures passifs à mi-travée.....	65
Figure XI. 1.Moment fléchissant.....	66
Figure XI. 2.la petite portée lx	67
Figure XI. 3.ferraillage de l'hourdis	71
Figure XII. 1. Diagramme de moment - position	73
Figure XI. 1. Les dimensions de l'appareil d'appui.....	75
Figure XIII. 2. Caractéristiques de l'appareil d'appui	78
Figure XIII. 3. Dimensions de dé d'appui	78
Figure XIII. 4. Ferraillage de dé d'appui	79
Figure XIV. 1.Pré dimensionnement du chevêtre	81
Figure XIV. 2.schéma 3D de la pile	82
Figure XIV. 3.diagramme du moment à l'ELU.....	83
Figure XIV. 4.diagramme du moment à l'ELS	84
Figure XIV. 5.diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	84
Figure XIV. 6.diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	84
Figure XIV. 7.la section équivalent	86
Figure XIV. 8.Plan de ferraillage du chevêtre	87
Figure XIV. 9.plan de ferraillage du fut.....	90
Figure XIV. 10. Les bielles dans la semelle.....	91
Figure XIV. 11.ferraillage de la semelle	93
Figure XV. 1.les dimensions de la culée et la semelle	95
Figure XV. 2.la poussée de surcharge.....	96
Figure XV. 3.Ferraillage de mur garde grève	97
Figure XV. 4.schéma statique de la dalle de transition	97
Figure XV. 5.ferraillage de dalle de transition	99
Figure XV. 6. Ferraillage de corbeau.....	100
Figure XV. 7.Ferraillage du mur de front.....	101
Figure XV. 8.les dimensions du mur en retour	101
Figure XV. 9.ferraillage de mur en retour.....	103
Figure XV. 10.ferraillage de la semelle	106
Figure XV. 11.Ferraillage du pieu.....	107

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1. Tableau des valeurs de K_a max.....	6
Tableau I. 2. valeurs de K_s	6
Tableau I. 3. Tableau de comparaison.....	7
Tableau II. 1. Coefficients d'accélération de zone.....	11
Tableau IV. 1. dimensions de la poutre	23
Tableau IV. 2. Comparaison et choix de la meilleure solution	26
Tableau V. 1. caractéristiques géométriques de la section à mi – travée.....	31
Tableau V. 2. caractéristiques géométriques de la section variable.....	31
Tableau V. 3. caractéristiques géométriques de la section à l'about	32
Tableau VI. 1. les charges de l'ouvrage	33
Tableau VI. 2. coefficient a_1	34
Tableau VI. 3. Valeurs de V_0	34
Tableau VI. 4. valeur de $A(l)$	35
Tableau VI. 5. valeur de bc	36
Tableau VI. 6. les valeurs de B_c	36
Tableau VI. 7. les valeurs de coefficient dynamique δ pour B_c	36
Tableau VI. 8. les valeurs de bt	37
Tableau VI. 9. Les valeurs de B_t	37
Tableau VI. 10. les valeurs de coefficient dynamique δ pour B_t	37
Tableau VI. 11. les valeurs de coefficient dynamique δ pour Mc_{120}	38
Tableau VII. 1. les réactions et les moments de $A(l)$	40
Tableau VII. 2. les valeurs des moments due à la charge B_c	41
Tableau VII. 3. Les valeurs des moments dues charge B_t	42
Tableau VII. 4. les réactions et les moments dues charge ST	43
Tableau VII. 5. l'effort tranchant due au charge $A(l)$	44
Tableau VII. 6. l'effort tranchant due au charge St	46
Tableau VII. 7. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants	47
Tableau VIII. 1. Coefficient k , en fonction de b/a , nécessaire pour le calcul de l'inertie de torsion	49
Tableau VIII. 4. valeurs de K_α pour chaque poutre.....	51
Tableau VIII. 5. valeurs de K_α moy pour chaque poutre	52
Tableau VIII. 7. Les combinaisons du moment réel à mi travée vis-à-vis a l'ELU et l'ELS.	53
Tableau VI. 8. résultat des moments du cas le plus défavorable.....	54
Tableau VI. 9. pourcentage d'erreur du moment fléchissant	54
Tableau X. 1. caractéristiques géométriques de la section (poutre+ dalle).....	56
Tableau X. 2. Contraintes limites de chaque phase	57
Tableau X. 3. Vérification des contraintes pour chaque phase	58
Tableau X. 4. Valeurs de l'angle de relevage	59
Tableau X. 5. Effort de précontrainte de chaque phase.....	63
Tableau XI. 1. les valeurs des moments	69

Tableau XI. 2.les combinaisons des charges.....	70
Tableau XI. 3.les valeurs de ferrailage	71
Tableau XII. 1. les valeurs des moments	73
Tableau XIV. 1.hauteur des piles	81
Tableau XIV. 2.les réactions des charges.....	83
Tableau XIV. 4.le ferrailage du chevêtre	85
Tableau XIV. 5.Vérification des contraintes	85
Tableau XIV. 9.le moment due au déplacement de la pile.....	88
Tableau XIV. 10.Combinaison en condition normale et sismique.....	89
Tableau XIV. 11.Combinaison en condition normale et sismique pour chaque fut.....	89
Tableau XIV. 13.les combinaisons des charges pour la semelle.....	90
Tableau XIV. 14.calcul le nombre des pieux nécessaires	90
Tableau XIV. 15.calcul des réactions revenant à chaque pieux	91
Tableau XV. 1.Les valeurs de M/K données par SETRA PP73.....	96
Tableau XV. 2.le moments et l'effort tranchant (la dalle de transition)	98
Tableau XV. 3.le moment et réaction (corbeau)	99
Tableau XV. 5.les combinaisons des charges cas normal et sismique (mur frontal).....	100
Tableau XV. 7.les combinaisons des charges cas normal et sismique (la semelle)	103
Tableau XV. 8.calcul nombre des pieux nécessaire.....	104
Tableau XV. 9.la réaction max et min revenant à chaque pieux.....	104

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction.....	2
I.2. But de travail	2
I.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui	2
I.3.1. Aire de l'appareil d'appui.....	2
I.3.2. Hauteur nette d'élastomère.....	3
I.3.3. Dimensions en plan	3
I.3.4. Stabilité au flambement	3
I.3.5. Respect de la limite de déformation	4
I.3.6. Stabilité en rotation.....	4
I.3.7. Vérification de la condition de non-glissement.....	5
I.3.8. Dimensionnement des frettes.....	5
I.3.9. Détermination des pressions sur les supports	5
I.4. Comparaison des resultats	7
I.5. Interprétation des résultats	7
I.6. Conclusion	7

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION	8
II.2 OBJECTIF DU PROJET	8
II.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	8
II.3.1. Situation de l'ouvrage.....	8
II.3.2. Données fonctionnelles.....	8
II.3.3. Données naturelles.....	10

CHAPITRE III. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. Introduction.....	12
Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.	12
On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.....	12

III.2.	III.2 Béton :	12
III.2.1.	III.2.1 Résistance à la compression.....	12
III.2.2.	III.2.2 Résistance à la traction.....	12
III.2.3.	III.2.3 Contraintes limites	12
III.2.4.	Module de déformation longitudinale du béton « E » :.....	13
III.2.5.	Coefficient de poisson :	13
III.3.	III.3 Aciers	13
CHAPITRE IV. PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES		
IV.1.	INTRODUCTION	17
IV.2.	LES DIFFÉRENTES VARIANTES PROPOSÉES.....	17
IV.2.1.	1 ^{ère} variante ponts à poutres précontraintes par « post-tension »	17
IV.2.2.	2 ^{ème} variante ponts à poutres précontraintes par « pré-tension forme I».....	20
IV.2.3.	3 ^{ème} variante ponts mixtes.....	22
IV.2.3.1.	Implantation des piles	22
IV.2.3.2.	Pré -dimensionnement de la e variante	23
IV.2.4.	ANALYSE MULTICRITERES.....	24
IV.3.	CONCLUSION	26
CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES DE TABLIER		
V.1.	Introduction.....	27
V.2.	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER.....	27
V.2.1.	Les poutres	27
V.2.2.	La dalle.....	28
V.3.	Les équipements de pont	29
V.4.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS.....	30
CHAPITRE VI. CHARGES ET SURCHARGES		
VI.1.	Introduction.....	33
VI.2.	EVALUATION DES CHARGES	33
VI.3.	EVALUATION DES SURCHARGES.....	33
VI.3.1.	Caractéristiques du pont	33
VI.3.2.	Largeur chargeable	33
VI.3.3.	Nombre des voies.....	33
VI.3.4.	Classe de pont	33
VI.3.5.	Système de charge A	34
VI.3.6.	Système de charge B :	35
VI.3.7.	Le système de charge militaire M_{c120}	37

VI.3.8.	Le système de charge exceptionnel D_{240}	38
VI.3.9.	Surcharge sur trottoirs	38
CHAPITRE VII. ETUDE LONGITUDINALE		
VII.1.	Introduction	39
VII.2.	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	39
VII.3.	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	43
VII.3.1.	Calcul des efforts tranchants dues charge permanent	43
CHAPITRE VIII. REPARTITION TRANSVERSAL		
VIII.1.	Introduction	48
VIII.2.	EXPOSE DE LA METHODE DE GUYON-MASSONET	48
VIII.3.	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	48
VIII.4.	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	50
VIII.5.	MODELISATION PAR AUTODESK ROBOT 2018	53
VIII.6.	Conclusion :	54
CHAPITRE X. ETUDE DE LA PRECONTRAINT		
X.1.	INTTODUCTION.....	55
X.2.	Généralités sur la précontrainte.....	55
X.2.1.	Les procédés de précontrainte.....	55
X.2.2.	Technique de mise en œuvre	55
X.2.3.	Procède de la précontrainte par post-tension	55
X.3.	Détermination du nombre de câbles	56
X.3.1.	Valeur minimale de la précontrainte.....	56
X.3.2.	Vérification des contraintes au niveau de la section d'about	57
X.4.	Tracer des câbles	58
X.5.	Calcul des pertes.....	59
X.6.	Vérification des contraintes	62
X.7.	Calcul de ferrailage passif.....	64
CHAPITRE XI. ETUDE DE L'HOUDIS		
XI.1.	Introduction.....	66
XI.2.	Calcule des moments	66
XI.8.	Ferrailage de l'hourdis :	70
CHAPITRE XII. CALCUL DES DEFORMATIONS		
XII.2.	Calcul des flèches	72
XII.3.	Calcul des rotations	73
a.	Rotation due au poids propre	73

b. Rotation due à la précontrainte	73
c. Rotation due à la surcharge D240 :	74
XII.4. Calcul des déplacements	74
CHAPITRE XIII.ETUDE DES EQUIPEMENTS	
XIII.1. INTRODUCTION	75
XIII.2. Appareils d'appuis	75
XIII.1. Dimensionnement des appareils d'appuis	75
XIII.2. Vérification des contraintes	76
XIII.3. Dimensionnement des frettes.....	78
XIII.4. Dimensionnement de dé d'appuis	78
XIII.3. Joint de chaussée.....	80
CHAPITRE XIV.ETUDE DE LA PILE	
XIV.1 INTRODUCTION	81
XIV.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE	81
XIV.3 Répartition des charges et suRcharge sur la pile :	82
XIV.4 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE	83
CHAPITRE XV. ETUDE DE LA CULEE	
XV.1. INTRODUCTION	94
XV.2. Pré dimensionnement :	94
XV.3. Le ferrailage de la CULEE :	95
XV.3.1. Le mur garde grève :	95
XV.3.2. La dalle de transition	97
XV.3.3. Corbeau	99
XV.3.4. Mur frontal	100
XV.3.5. Mur en retour	101
XV.3.6. La semelle	103
INTRODUCTION GENERALE	
CONCLUSION GÉNÉRALE	108
ANNEXE A	
ANNEXE B	
ANNEXE C	
ANNEXE D	
ANNEXE E	

INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2018 /2019

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages d'art constituent un élément très important dans le développement économique d'un pays. Dans les deux dernières décennies, l'Algérie a entamé plusieurs projets dans le domaine des travaux publics dont le méga projet de l'autoroute est-ouest est considéré comme le projet de l'autoroute est-ouest est considéré comme le projet du siècle.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal.

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de plusieurs disciplines, telles que calcul statique et dynamique des structures, la résistance des matériaux, et le calcul géotechnique.

Dans le cadre du présent projet , nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par "**ETUDE TECHNIQUE D'UN OUVRAGE D'ART SUR LA LIAISON BOUSSEMGHOUN – BNOUD AU PK 05+350**".

La thèse de fin d'étude va s'articuler sur trois parties :

1ère partie : consacrée pour la présentation et la conception de l'ouvrage.

2ème partie : réservée à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude du tablier.

3ème partie : Elle comporte l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

« Comparaison technique entre l'ancienne et la nouvelle réglementation pour le dimensionnement des appareils d'appuis en élastomère fretté »

I.1. INTRODUCTION

Les appareils d'appui sont des éléments importants dans le fonctionnement d'un pont. Ils peuvent être considérés comme des équipements car ils nécessitent leur remplacement périodique.

A ce titre, on devra donc apporter un soin nécessaire dans leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

Une étude menée par le Sétra sur les causes d'intervention sur les ouvrages pour la remise en état des appareils d'appui a montré que l'on pouvait distinguer trois origines parfaitement égales :

- des défauts consécutifs à une qualité des produits défectueuse (corrosion, désadhérisation, ...).
- des défauts de pose
- des désordres consécutifs à un dimensionnement erroné (plaque de glissement trop courte, insuffisance de feuillets d'élastomère, dimensions en plan insuffisantes, ...).

C'est ce dernier volet que le nouveau guide se propose de traiter, pour les appareils d'appui en élastomère fretté.

I.2. BUT DE TRAVAIL

Dans ce chapitre de master on va dimensionner et calculer les appareils d'appuis en élastomère fretté à l'aide du nouveau guide de Sétra « **Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté, juillet 2007** » et puis on fait une comparaison des résultats avec l'ancien guide « appareils d'appui en élastomère fretté du **Décembre 1974** » traité dans le chapitre XII de cette thèse.

I.3. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux **États Limites Ultimes**, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

I.3.1. Aire de l'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

On obtient donc, pour la réaction verticale maximale à ELU ($R_{\max} = 1.45 \text{ Mpa}$) :

$$A' \geq \frac{R_{\max}}{25} \qquad A' \geq \frac{1.45}{25} = 0.058 \text{ m}^2 \text{ Soit } 580 \text{ cm}^2$$

I.3.2. Hauteur nette d'élastomère

ε_q liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci est dû, essentiellement, au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure plus éventuellement le déplacement dû à la force de freinage.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \quad \text{Avec } V_x = V_1 + V_2.$$

V_x : correspond au déplacement sans l'effet de l'effort de freinage (H_x).

V_1 : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait.

V_2 : déplacement horizontal maximal dû au freinage.

G : module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa.

$$V_x = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_x \times T_q}{2G_{ab}} = -0.021 + \frac{0.214 \times T_q}{2 \times 0.9 \times 0.580} = 0.021 + 0.0205T_q$$

$$D'où \quad T_q \geq 0.0207m = 20.7mm$$

On peut choisir 5 feuillets de 12 mm et 2 enrobages de 2,5 mm soit $T_e = 65$ mm

I.3.3. Dimensions en plan

On détermine donc une surface minimale :

$$A' \geq \frac{1.45}{25} = 0.058m^2 \text{ Soit } 580 \text{ cm}^2$$

Les dimensions sont donc : 300×400 $A' = 0.12m^2 > 0.058m^2$ (on choisit un appareil d'appui type B d'après le guide SETRA 2007 Annexe 3)

N.B : la surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage total de $2 \times 5 = 10mm$

On choisit un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a , parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation ($a < b$).

Soit les valeurs $a' = 290$ mm $b' = 390$ mm et $A' = 1131 \text{ cm}^2$.

Nouveau calcul du déplacement total :

$$V_x = V_1 + V_2 = -0.021 + \frac{0.214 \times 0.048}{2 \times 0.9 \times 0.0551} = 0.047m$$

$$Ar = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right) = 0.0646 \times \left(1 - \frac{0.067}{0.34}\right) = 0.095 m^2$$

Ar : surface en plan effective.

I.3.4. Stabilité au flambement

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme vaut :

$$S = \frac{a'b'}{2t(a' + b')} = \frac{0.1131}{2 \times 0.012 \times (0.29 + 0.39)} = 6,9$$

Pression moyenne : $\sigma_m = \frac{R_{max}}{Ar} = \frac{1.45}{0.095} = 15,22 \text{ MPa}$

L'épaisseur totale d'élastomère est de $T_e = 65 \text{ mm}$

Pression limite : $\sigma_{lim} = \frac{2a'GS}{3T_e} = \frac{2 \times 0.29 \times 0.9 \times 6,9}{3 \times 0.065} = 18,55 \text{ MPa}$

D'où $\sigma_{lim} = 15,22 \text{ MP} > \sigma_m = 18,55 \text{ MPa}$ condition vérifiée

I.3.5. Respect de la limite de déformation

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$$

ε_{cd} : répartition linéaire de la distorsion liée au cisaillement τ_N

ε_{qd} : répartition uniforme de la distorsion liée au cisaillement τ_H

ε_{ad} : La valeur de la distorsion sous l'effet de rotations

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times Ar \times S} = \frac{1,5 \times 1.45}{0.9 \times 0.095 \times 6,9} = 3,6$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.067}{0.048} = 0,7$$

$$\varepsilon_{ad} = a'^2 \propto \frac{t_i}{2 \sum t_i^3} = 0.34^2 \times 0.0139 \times \frac{0.008}{2(5 \times 0.008^3 + 2 \times 0.004^3)} = 2,7$$

Avec : $\alpha_a = 0.0109 + 0.003$ (défaut de pose) = 0.0139 rad

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 7 \leq 7$ la condition vérifiée

I.3.6. Stabilité en rotation

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

$\alpha_{max} = 5.35 \times 10^{-2}$ soit, avec le défaut de rotation initial de 3×10^{-3} , une valeur de $\alpha_a = 5.65 \times 10^{-2}$

Pour $R_{max} = 1.45 \text{ MN}$, on calcule le tassement pour les 5 feuillets de 8 mm. Tassement théorique : (avec le coefficient de forme pour le feuillet de 8 mm $S = 7,62$)

$$V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS^2} + \frac{1}{Eb} \right)$$

$$V_z = 1.45 \times \frac{5 \times 0.008 + 2 \times 0.004}{0.0519} \times \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 7,62^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0.00537 \text{ m}$$

Valeur de stabilité en rotation :

$$\frac{a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{K_r} = \frac{0.19 \times 5.65 \times 10^{-2} + 0.39 \times 0}{3} = 0.00427 \text{ m}$$

- α_a et α_b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui
- K_r : Coefficient égal à 3

$$V_z = 5,37 \text{ mm} \geq \frac{a'\alpha_a + b'\alpha_b}{K_r} = 4,27 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

I.3.7. Vérification de la condition de non-glissement

On vérifie également la condition de non-glissement, ce qui ne présente généralement pas de difficulté.

C'est donc le cas de charge de freinage associé à la température uniforme qui est a priori déterminant sous $R_{\min}$. Pour notre cas ($R_{\min} = 0.36 \text{ Mpa}$)

$$\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{A_r} = \frac{0.36}{0.095} = 3,77 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_{\min}} = 0.1 + 1.5 \times \frac{0.6}{6,39} = 0.338$$

$K_f = 0,6$ pour le béton

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$F_x = \frac{V_x \times G \times a'b'}{T_e} + H_x = 0.047 \times 0.9 \times \frac{0.1131}{0.065} + 0.0214 = 0.0955 \text{ MN}$$

$$\mu_e F_d = 0.338 \times 0.36 = 0.122 \text{ MN}$$

$$F_x = 0.0955 \text{ MN} \leq \mu_e F_d = 0.122 \text{ MN} \quad \text{La condition vérifiée}$$

I.3.8. Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est : $t_s \geq 2.6 \frac{F_z t_i}{A_r f_y}$

F_z : effort vertical maximum appliqué

(Pour des frettes en acier S235 dont la limite élastique est $f_y = 235 \text{ MPa}$).

On aboutit alors à la valeur de l'épaisseur minimale en règle générale sous effort vertical maximum : $t_s = \frac{2.6 \times 1.45 \times 0.012}{0.095 \times 235} = 0.0017 \text{ m}$ soit 2,001 mm

Pour un appareil d'appui de 300×400 , on prendra des frettes de 2mm d'épaisseur.

La hauteur de l'appareil $H = 5 \times (12 + 2) + 5 = 75 \text{ mm}$

Donc l'appareil de dimension : $300 \times 400 \times 75$

I.3.9. Détermination des pressions sur les supports

N.B. : pour faire ressortir les différentes pressions, la rotation a été artificiellement majorée

Vérification d'un bloc élastomère : $300 \times 400 ; 75$

$$S = 6.9 ; A' = 0.1131 \text{ m}^2$$

Combinaison à vérifier : $Fz = 1.45 \text{ MN}$; $vx = 0.047 \text{ m}$; $\alpha = 0,0565 \text{ rad}$

Résultats des vérifications de l'appareil : $Ar = 0.095 \text{ m}^2$

$$\sigma_m = 15.22 \text{ MPa}$$

Distorsions : $\varepsilon c = 3.6$; $\varepsilon q = 0.7 < 1$; $\varepsilon \alpha = 2,7$; $\varepsilon t = 7 \leq 7$

Frettage $ts = 2 < 4 \text{ mm}$

Stabilité en rotation $Vz = 5,3 \text{ mm} > 4,2 \text{ mm}$

Stabilité au flambement $\sigma_m = 15.22 < 18.55 \text{ MPa} \Rightarrow K_{a \max} = 2.17$ (d'après le tableau suivant)

Tableau I. 1. Tableau des valeurs de $K_a \max$

σ_m (MPa)	0 - 10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30
$K_a \max$	2,00	2,05	2,17	2,29	2,38	2,44	2,50	2,55	2,58
σ_m (MPa)	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5	50	
$K_a \max$	2,62	2,64	2,67	2,69	2,71	2,72	2,74	2,75	

$\alpha = \alpha_a - 0,003$ Puisque les faces sont supposées conjuguées

$$n' = n + 2(e/t)^3 = 5 + 0,25 = 5,25$$

Le moment de rappel :

$$Mt = \frac{G \alpha a'^5 b'}{n t^3 K_s} K_a$$

K_s est donné dans le tableau suivant

Tableau I. 2. valeurs de K_s

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K_s	137	100,0	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

$$b/a = 400/300 = 1.33 \Rightarrow K_s = 77.89$$

$$Mt = 2.21[0,9 \times (0,0565 - 0,003) \times 290^5 \times 390] / (5,25 \times 12^3 \times 77.89)$$

$$= 120.46 \text{ MN.mm}$$

L'excentrement de la résultante des forces :

$$exc_{\max} = Mt / Fz = 120.46 / 1.45 = 84.07 \text{ mm} \Rightarrow 6 exc_{\max}$$

$$= 504.42 \text{ mm} > a' = 290 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

Pas de risque de soulèvement

La surface de pression **uniforme** est un rectangle : $a'' = 290 - (2 \times 84.07) - 70 = 51.86 \text{ mm}$

$$b' = 390 \text{ mm, d'où} \quad A_{unif} = 202.25 \text{ cm}^2$$

La pression σ_{unif} a pour intensité : $1.45/0.0202 = 71.69 \text{ Mpa}$

La nouvelle pression moyenne se répartie selon un diagramme triangulaire sur une largeur a'' :

$$a'' = 51.86 \times 3/2 = 80 \text{ mm, soit une surface : } 80 \times 390$$

Et une pression moyenne : $1.45/(0.08 \times 0.39) = 3.088 \text{ MPa} < 16.75 \text{ MPa}$ (condition de non-flambement).

La stabilité au flambement est donc vérifiée pour la face la plus critique de l'appareil d'appui

I.4. COMPARAISON DES RESULTATS

Tableau I. 3. Tableau de comparaison

	Appareils d'appui en élastomère fretté du Décembre 1974	Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté, juillet 2007
Les dimensions en plan ($m \times m$)	(0,4 $\times$ 0,5)	(0,3 $\times$ 0,4)
Les dimensions en élévation (m)	0,078	0075
L'épaisseur de frette (m)	0,003	0,002

I.5. INTERPRETATION DES RESULTATS

On remarque que le dimensionnement selon le nouveau guide (Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté, juillet 2007) donne des dimensions inférieures à celle trouver dans l'ancien guide (appareils d'appui en élastomère fretté du Décembre 1974).

I.6. CONCLUSION

La justification des appareils d'appuis en élastomère frette est une phase importante et délicate dans le calcul des ouvrages d'arts.

Le dimensionnement par l'ancien guide a montré une pénalisation pour la justification AAEF par rapport aux dimensionnements par le nouveau guide.

Cette pénalisation est traduite par l'augmentation des dimensions en plan et les épaisseurs des frettes ou des feuilles d'élastomère.

La nouvelle démarche utilisée pour le dimensionnement des appareils d'appuis qui s'appuie sur l'approche des états limites ultime contrairement à l'ancienne méthode qui s'appuie sur l'approche des états limites de service.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ENSTP 2018 /2019

II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Cette conception doit intégrer aussi un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Mais avant d'entamer la conception de n'importe quel pont routier ou ferroviaire, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site (situation géographique, longueur...etc.).

Ce chapitre est destiné à la présentation du projet et ses données naturelles et fonctionnelles.

II.2 OBJECTIF DU PROJET

Vu la nature du terrain, il est nécessaire de réaliser un pont pour assurer la continuité et la fluidité de cet axe routier dans une zone connue par son terrain accidenté et vallonné, afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause de la vallée traversée.

II.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.3.1. Situation de l'ouvrage

Le site appelé à recevoir l'ouvrage fait partie du la wilaya d'El-Bayadh, notre pont à étudier se situe dans la liaison routière entre la ville de Boussemghoune et la ville de Bnoud au PK05+350 avec une longueur de **99.4 m.**, l'ouvrage permettra de franchir un obstacle naturel (oued).

II.3.2. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles se constituent de l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ces données sont :

a. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques ; L'axe de l'ouvrage est inscrit dans un alignement droit de longueur totale de 99.4 m. (voir **l'annexe A**)

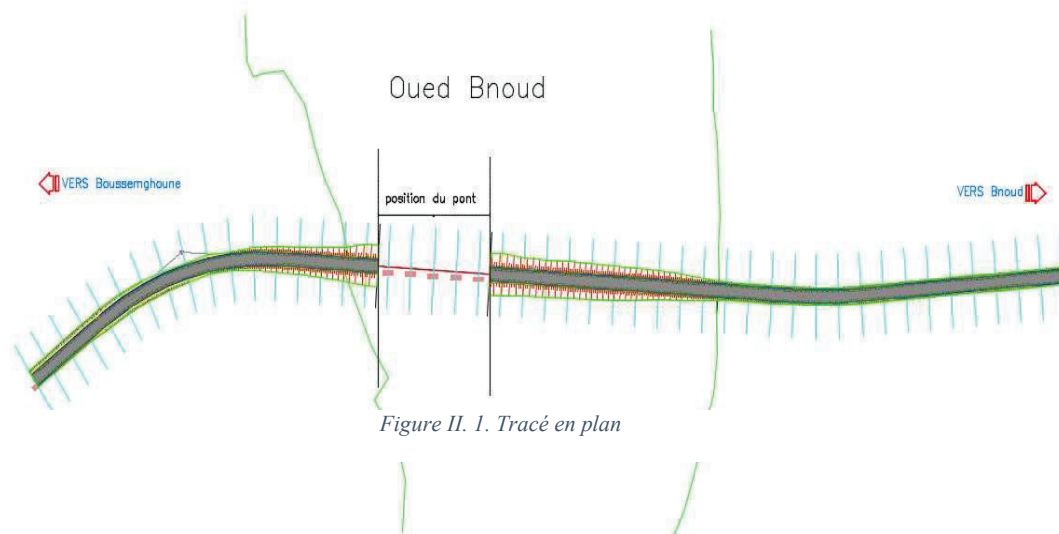


Figure II. 1. Tracé en plan

b. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. (Voir l'annexe A)

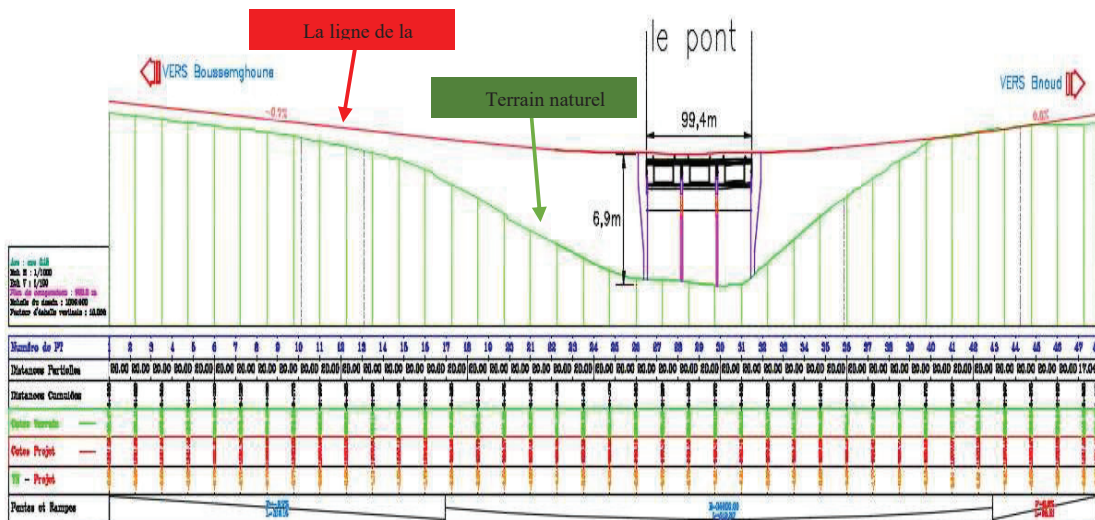


Figure II. 2. Profile en long

c. Profil en travers

Le profil en travers définit la géométrie transversale de la voie portée de l'ouvrage, il se décompose comme suit :

- Largeur roulable : $L_r = 7\text{m}$
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ voies
- Dévers : 2.5 % en toit
- Largeur de trottoir : $L = 1.5\text{ m}$.



				Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite PL (bars)	E/PL
sable fin argileux de couleur beige			0	0,00	0,00	0,00	
			1,5	84,86	6,64	12,78	
			3	213,54	10,56	20,22	
			4,5	452,19	13,96	32,39	
			6	718,68	31,27	22,98	
			7,5	341,84	25,08	13,63	
argile finement sableuse de couleur beige		9	734,23	38,57	19,04		
		10,5	570,79	43,81	13,03		
		12	1211,84	43,89	27,61		
		13,5	1360,67	45,24	30,08		
Marne argileuse très compacte à raide à passage de graviers par endroit		15	1961,50	45,71	42,91		
		18	539,24	27,69	19,47		
		20	737,67	24,29	30,37		
RESLTATS DE PORTANCE DU SOL							
PIEU DE 12,00 m DE PROFONDEUR							
Combinaisons ELU					468,20		
Combinaisons ELS					239,80		

Notre ouvrage se situe dans la willaya d'El-Bayadh elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008) en **Zone I** c'est une zone de faible sismicité.

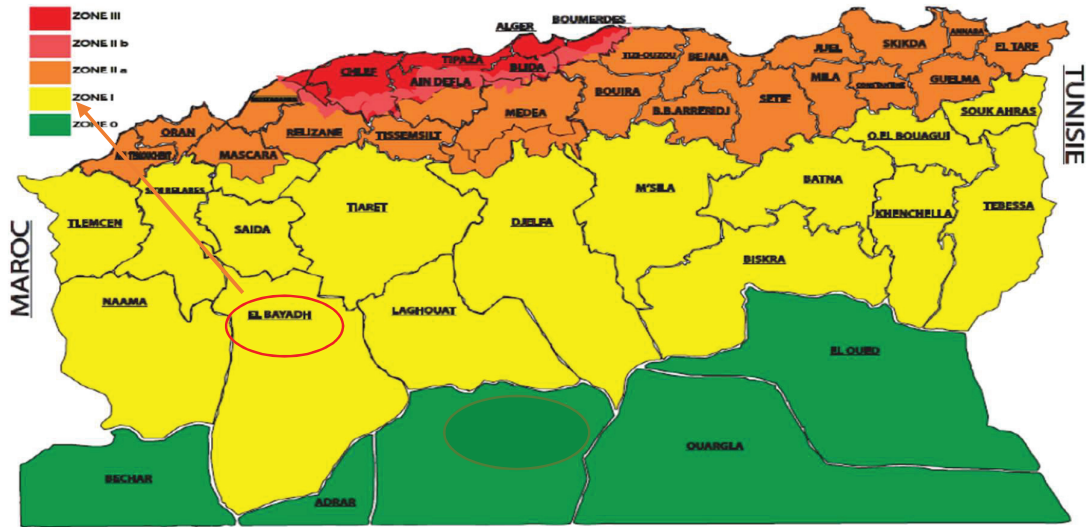


Tableau II. 1.Coefficients d'accélération de zone

GROUPE DE PONT	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Selon le RPOA l'ouvrage est de 3ème groupe dans une zone sismique faible (zone I) donc le coefficient d'accélération de séisme est de **0.10**.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

III.2. III.2 BETON :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) ; le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction

Résistance à la compression est de l'ordre de 20Mpa à 40Mpa et à la traction de 2 à 4Mpa).

Le béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression a l'âge de 28j notée $\ll f_{c28} \gg$, avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho=2500\text{kg/m}^3$).

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dose a 450kg/m^3 de ciment type **CPA 325** ou équivalent.

On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compressions.

III.2.1. III.2.1 Résistance à la compression

Le béton utilisé pour cet ouvrage est le B35, la résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} = 35 \text{ MPa} & \text{Pour superstructure.} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} & \text{Pour infra structure.} \end{array} \right.$$

III.2.2. III.2.2 Résistance à la traction

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

$$\text{Pour } j=28 \text{ jour} \Rightarrow f_{t28} = \begin{array}{l} 2.7 \text{ Pour superstructure.} \\ 2.2 \text{ Pour infrastructure.} \end{array}$$

III.2.3. III.2.3 Contraintes limites

- *Contrainte ultime de compression*

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

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

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

Pour béton de superstructure $f_{c28}=35\text{Mpa}$:

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83\text{Mpa} & \text{en situation durables ou transitoires.} \\ 25.86\text{ Mpa} & \text{en situation accidentelles} \end{cases}$$

Pour béton de l'infrastructure $f_{c28}=27\text{Mpa}$.

$$f_{bu} = \begin{cases} 17\text{ Mpa} & \text{en situation durables ou transitoires.} \\ 22.17\text{Mpa} & \text{en situation accidentelles.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite de service**

Contrainte de calcul pour l'ELS :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{En services.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

III.2.4. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

- **Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).**

$$E_{tj} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation différée (longue durée).**

$$E_{tj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa.}$$

III.2.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = 0.2 \quad \text{pour un béton non fissuré.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{pour un béton fissuré}$$

III.3. III.3 ACIERS

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes : Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

III.3.1. Aciers passifs.

Les armatures passives sont comparables à celles du béton armé, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers a de 400 à 500 MPa.

• La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.

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

- $\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

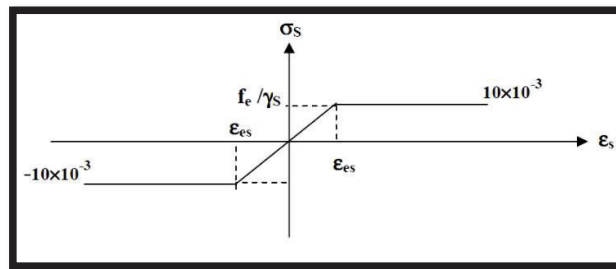


Figure III. 1. Diagramme contraintes déformations

• Contrainte limite de traction

En fissuration peu nuisible :

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

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \\ \eta = 1.6 \end{array} \right.$$

• Module d'élasticité longitudinale des aciers

Les aciers utilisés sont les aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 1

$f_e = 400$ Mpa, $E_s = 2.105$ Mpa.

III.3.2. Aciers actifs.

Les armatures actives sont des aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension ou post-tension.

Les armatures de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, elles sont classées par catégories : barres, fils, torons.

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

$$P_0 = (0,8 f_{prg} \text{ OU } 0,9 f_{peg}) = 1440 \text{ MPa.}$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1600 MPa.

- **Les fils :**

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm

- **Les barres :**

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leur longueur maximale est de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

- **Les torons :**

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite). Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)

Un câble est un groupement de fils torsadés. On identifie un câble par la lettre T, pour les câbles constitués de torons par exemple : 27T13 désigne un câble de 27 torons de diamètre 13 mm.

III.3.3. Caractéristiques mécaniques :

- **Résistance :**

La résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu' à la rupture et que l'on désigne f_{prg} .

Les valeurs actuelles oscillent entre 1570 et 1770 MPa pour les fils, 1030 à 1230 MPa pour les barres et 1770 à 1960 MPa pour les torons.

- **La limite élastique :**

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

- **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinale E_p des aciers de précontraintes est égal à :

- 200 000 MPa : pour les fils et les barres.
- 190 000 MPa : pour les torons.

CHAPITRE IV

PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

ENSTP 2018 /2019

IV.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. Et suite à ces recommandations et dans la phase de la conception de notre présent ouvrage nous proposons trois variantes qu'on va les comparer, afin d'en choisir une, qui sera jugée comme étant la variante la plus avantageuse et fera l'objet d'une étude détaillée

IV.2. LES DIFFÉRENTES VARIANTES PROPOSÉES

IV.2.1. 1^{ère} variante ponts à poutres précontraintes par « post-tension »

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

IV.2.1.1. Implantation des piles

Dans cette variante on a choisi trois travées indépendantes de longueur identique $L=33\text{m}$.

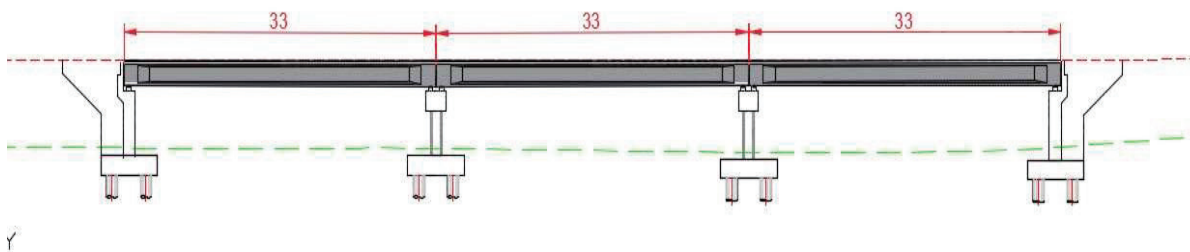


Figure IV. 1. Implantation des appuis

IV.2.1.2. Pré -dimensionnement de la variante

Le pré -dimensionnement est fait selon le document SETRA « VIPP »

a. L'épaisseur de la dalle

$0.15 \leq h_d \leq 0,3$ On prend $h_d = 20\text{ cm}$

b. Nombre de poutres

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Avec

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 8,4\text{ m}$

λ : l'espacement entre axes des poutres λ :

Entraxe des poutres $1.4 \leq \lambda \leq 2.5 \xrightarrow{\text{on prend}} \lambda = 1.4\text{m}$
 $N = (L_a / \lambda) + 1 = (8.4 / 1.4) + 1 = 7$ poutres

c. L'élancement des poutres h_p

L'élancement des poutres varie entre $\frac{l}{20} \leq h_p \leq \frac{l}{17} \xrightarrow{\text{donc}} \frac{33.4}{20} \leq h_p \leq \frac{33.4}{17}$
 $l = 33\text{m} \xrightarrow{\text{donc}} 1.67 \leq h_t \leq 1.96 \xrightarrow{\text{on prend}} h_p = 1.70\text{ m}$

d. La largeur de la table de compression

$b > 0.6 h_p$, on fixe $b = 1.1\text{ m}$

e. Epaisseur de la table de compression

$e > 10\text{ cm}$; On prend $e = 12\text{ cm}$.

f. Largeur de talon (L_t)

Pour un béton de 35 MPa de résistance, on pourra déterminer la largeur totale des talons par :

$$60 \leq L_t \leq 90$$

On prend $L_t = 0.6\text{m}$

g. Epaisseur du talon

$$10\text{ cm} \leq E_t \leq 20\text{ cm}$$

On fixe $E_t = 20\text{ cm}$

h. Epaisseur de l'âme à mi- travée b_0

Tant que le coffrage est métallique donc

$$21 \leq b_0 \leq 25\text{ cm on fixe } b_0 = 25\text{ cm}$$

i. Epaisseur de l'âme à l'about b_0

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des encrages des câbles de précontraint.

Donc : $b_0 \geq 30\text{ cm}$. On prend $b_0 = 60\text{ cm}$.

j. Goussets

Gousset du talon

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

En travée :

$$\alpha_1 = 45^\circ$$

$$e_1 = 17.5\text{ cm.}$$

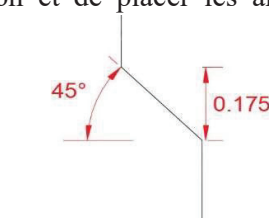


Figure IV. 2. Gousset de talon

Gousset de la table de compression

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, par sa forme, la mise en œuvre du béton.
- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme.
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

$$\text{à-mi travée} \quad \begin{cases} \alpha_3 = 6^\circ & e_3 = 3,5 \text{ cm} \\ \alpha_4 = 45^\circ & e_4 = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{à l'about} \quad \alpha_5 = 6^\circ \quad e_5 = 2,5 \text{ cm}$$

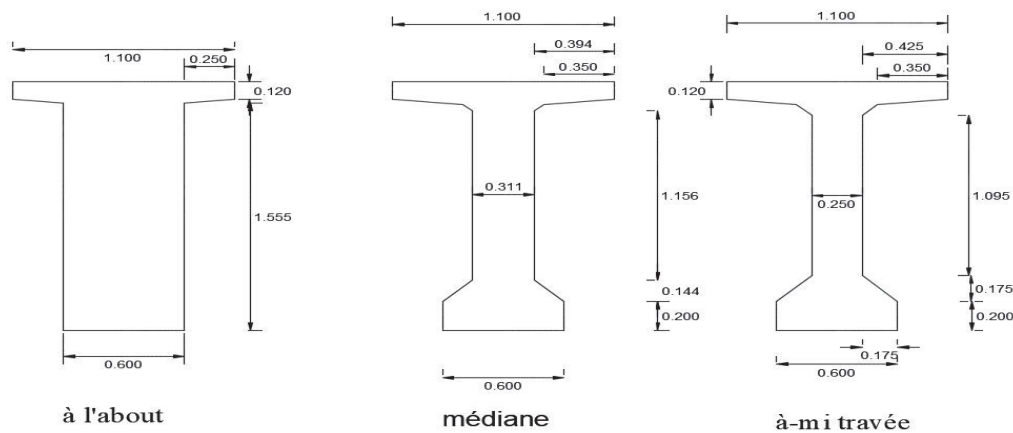


Figure IV. 3. Différentes sections de la poutre

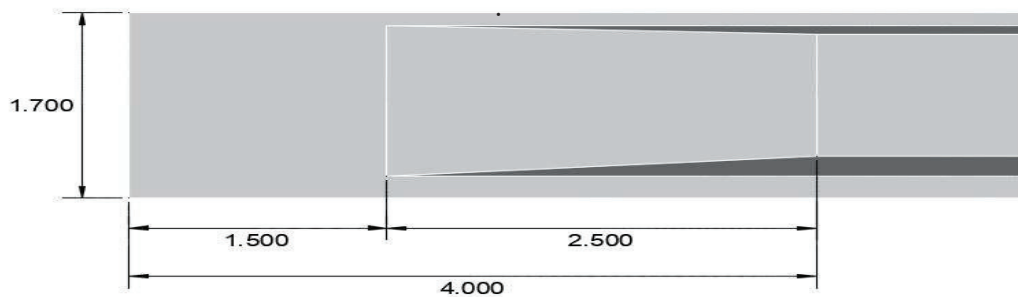


Figure IV. 4. Epaissement au niveau l'appui

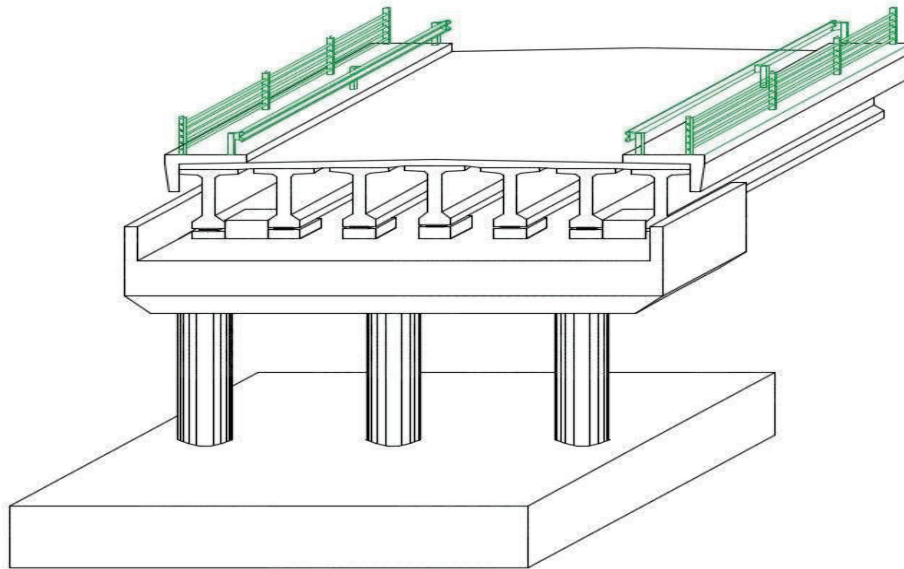


Figure IV. 5.vue en 3D

IV.2.2. 2^{ème} variante ponts à poutres précontraintes par « pré-tension forme I »

Le tablier à poutres sous chaussée est constitué d'éléments longitudinaux, le plus souvent parallèles. Les poutres sont reliées transversalement par une dalle de béton coulé en place régnant sur toute la longueur de la travée, ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par pré-tension.

Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 15 à 25 mètres.

III.2.2.1. Implantation des piles

Dans cette variante on a choisi trois travées indépendantes de longueur identique $L=25\text{m}$.

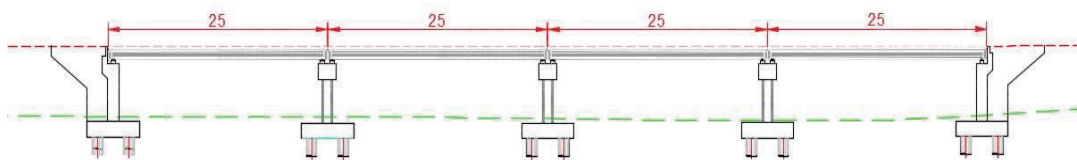


Figure IV. 6.Implantation des appuis et les culées

III.2.2.2. Pré -dimensionnement de la variante

Le pré -dimensionnement est fait selon le document SETRA « PRAD »

a. L'épaisseur de la dalle

$0.15 \leq h_d \leq 0,3$ On prend $h_d = 20 \text{ cm}$

b. Nombre de poutres

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Avec

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 9 \text{ m}$

λ : l'espacement entre axes des poutres

Entraxe des poutres $0.6 \leq \lambda \leq 1.0 \xrightarrow{\text{on prend}} \lambda = 0.9 \text{ m}$

$$N = (L_a / \lambda) + 1 = (9 / 0.9) + 1 = 11 \text{ poutres}$$

c. L élancement de tablier h_t

L'élancement des poutres varie entre $\frac{1}{20} \leq h_t \leq \frac{1}{18}$

$$l = 25 \text{ m} \xrightarrow{\text{donc}} 1.25 \leq h_t \leq 1.38 \xrightarrow{\text{on prend}} h_t = 1.3 \text{ m}$$

d. La hauteur de la poutre

$$h_p = h_t - h_h = 1.30 - 0.20 = 1.1 \text{ m}$$

e. La largeur de la table de compression

$$0.4 \leq b_{tc} \leq 0.5, \text{ on fixe } b_{tc} = 0.5 \text{ m}$$

f. Epaisseur de la table de compression

On prend $E_{tc} = 0.15 \text{ m}$

g. Largeur de talon (L_t)

$$0.4 \leq l_t \leq 0.5, \text{ on fixe } l_t = 0.5 \text{ m}$$

h. Epaisseur du talon

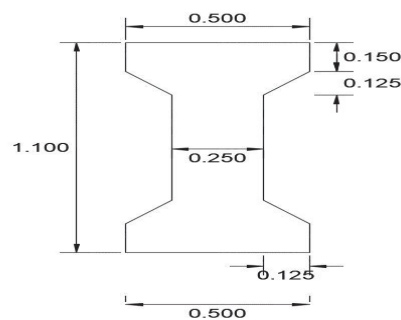
On prend $E_t = 0.15 \text{ m}$

i. Epaisseur de l'âme à mi- travée b_0

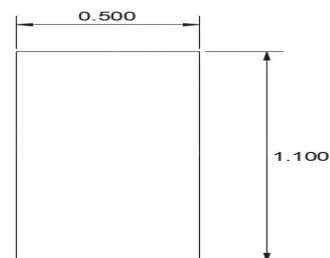
On prend $E = 0.25 \text{ m}$

j. Epaisseur de l'âme à l'about b_0

On prend $E = 0.5 \text{ m}$



À - mi



À l'about

Figure IV. 7. Différentes sections de la poutre

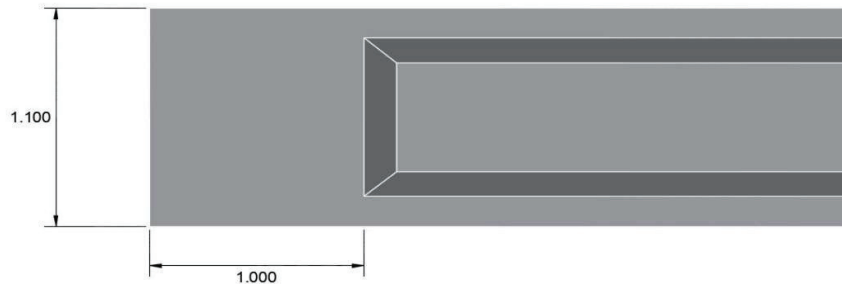


Figure IV. 8. Epaisseur au niveau l'appui

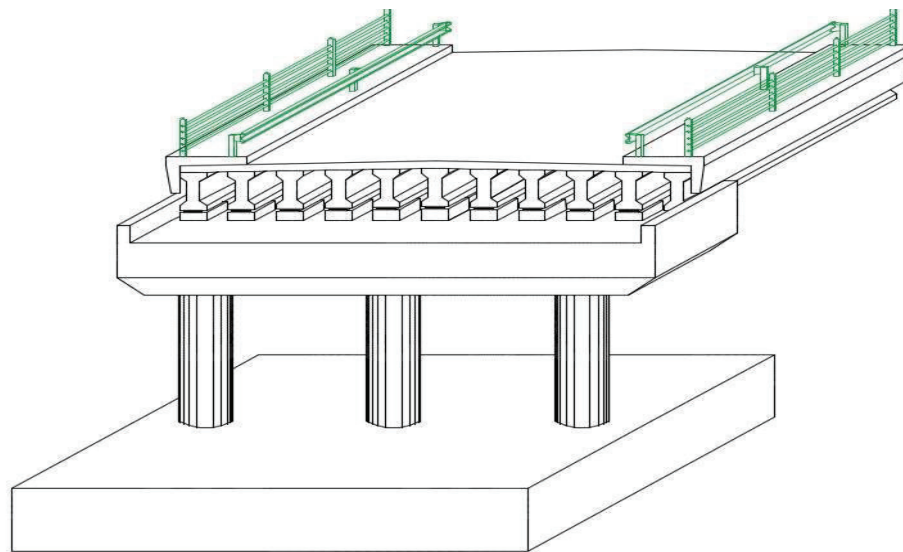


Figure IV. 9. vue en 3D

IV.2.3. 3^{ème} variante ponts mixtes

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

IV.2.3.1. Implantation des piles

Le pont mixte qui nous a proposé est de longueur totale de 90 m, donc on prend 2 travées hyperstatique de même longueur (45m). Il est composé de deux culées et une pile intermédiaire.

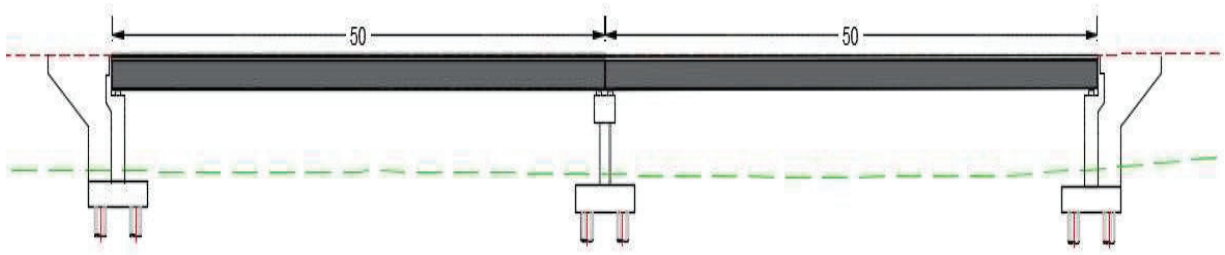


Figure IV. 10. Implantation des appuis et les culées

IV.2.3.2. Pré -dimensionnement de la e variante

Le pré -dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA.

a. Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = l_a / d + 1$$

l_a : entraxe entre les poutres de rives égale à 8m

On fixe l'espacement (entraxe entre deux poutres) : $d = 2.6m$

$$N = 8 / 2.6 + 1 = 4$$

On prend : $N = 4$ poutres

b. Élancement de poutre

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $\frac{l}{30} \leq h_p$ (SETRA)

$$h_p = \frac{50}{30} \quad \text{On prend} \quad h_p = 1,7m$$

Épaisseur de la dalle :

$$20cm \leq e \leq 30 \text{ cm, alors : } e = 25cm.$$

Le tableau suivant englobe les différentes dimensions de la section des poutres

Tableau IV. 1. dimensions de la poutre

Dimension	à mi travée (mm)	Sur Appui (mm)
Épaisseur de la semelle supérieure	40	40
Épaisseur de la semelle inférieure	50	50
Épaisseur de l'âme	30	35
Largeur de la semelle supérieure	500	500
Largeur de la semelle inférieure	600	600

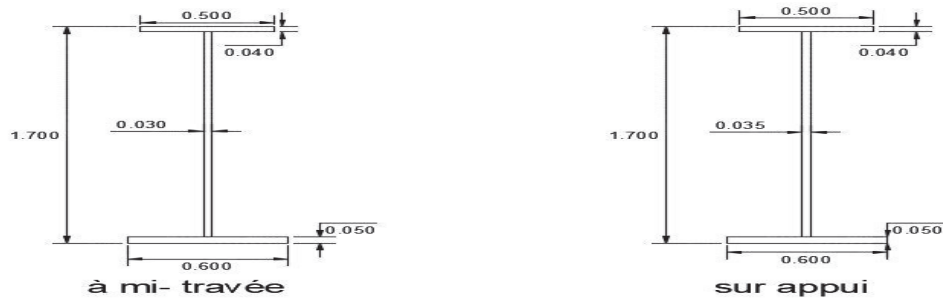


Figure IV. 11. Différentes sections de la poutre

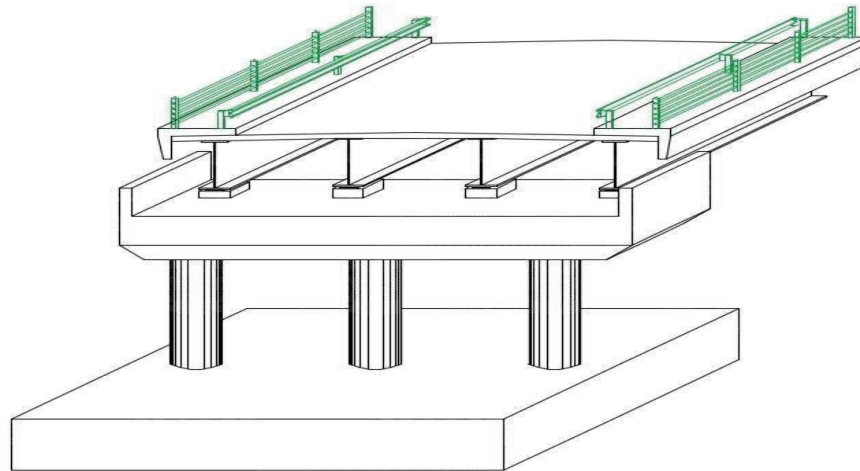


Figure IV. 12. Coupe transversale

IV.2.4. ANALYSE MULTICRITERES

Dans cette analyse, on tiendra compte des trois critères principaux, qui sont :

- ✓ L'économie.
- ✓ L'entretien.
- ✓ L'exécution.

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

A. 1^{ère} VARIANTE : Pont à poutre préfabriqué en béton précontraint par post-tension.

Le pont à poutres multiples présente des avantages sur tous les plans de cette analyse :

❖ Pour l'économie

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.

❖ **Pour l'entretien**

- L'absence totale d'une pathologie grave.

❖ **Pour l'exécution**

- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

B. 2^{ème} VARIANTE : Pont à poutre préfabriqué en béton précontraint par pré-tension.

Le pont à poutres multiples précontrainte par pré tension présente presque les mêmes avantages de la 1^{ère} variante mais il a quelques points sensibles :

❖ **Pour l'économie**

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
- Un grand nombre des piles et des fondations par rapport à la 1^{ère} variante donc le coût augmente.

❖ **Pour l'entretien**

- L'absence totale d'une pathologie grave.

❖ **Pour l'exécution**

- Le mécanisme de préfabrication simple.
- Les délais de réalisation généralement en fonction de l'infrastructure.

C. 3^{ème} VARIANTE : pont mixte à poutre métalliques

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan d'exécution :

- La légèreté du tablier.
- La rapidité d'exécution.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

❖ **Pour l'économie :**

- Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- Le coût est élevé.

❖ **Pour l'entretien :**

- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans les assemblages.
- Les poutres sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.

❖ **Pour l'exécution**

- Demande une main d'œuvre très qualifiée.
- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

Le tableau suivant résume les résultats de l'analyse multicritère :

Tableau IV. 2. Comparaison et choix de la meilleure solution

	Pont à poutre <Post-tension>	Pont à poutre <pré-tension>	Pont à poutre mixte
Economie	Coût moins élevé	Coût élevé	Coût plus élevé
Entretien	Très facile. De faible fréquence	Très facile. De faible fréquence	Difficile. C'est l'inconvénient major
Exécution	Facile	Facile	Délicat
Délai	Moins important	Important	Moins important
Choix	1ère	2ème	3ème

IV.3. CONCLUSION

Après la comparaison des trois solutions nous prenons la première solution pont à poutre préfabriqué en béton précontraint par post tension, il est plus adapté que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES DE TABLIER

V.1. INTRODUCTION

L'utilisation des poutres préfabriquées en béton précontraint est très fréquente car la préfabrication des poutres présentes de nombreux avantages. Ce concept est d'autant plus intéressant que le nombre de poutres à réaliser est plus grand. En effet, notre pont est constitué de deux travées identiques d'une longueur de 36 m chacune, ce qui justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés à l'ouvrage.

Dans ce chapitre on s'intéressera aux éléments porteurs du tablier (poutres, dalle, entretoise) Ainsi qu'à l'équipement de tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité et garde-corps).

V.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

V.2.1. Les poutres

A. Nombre de poutres

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante : $N=(L_a/\lambda)+1$

Avec :

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 8,4$ m

λ : l'espacement entre axes des poutres λ :

Entraxe des poutres $1.4 \leq \lambda \leq 2.5 \xrightarrow{\text{on prend}} \lambda = 1.58\text{m}$

$N=(L_a/\lambda)+1=(8,4/1.58)+1=7$ poutres

B. La hauteur de poutres h_p

on considère généralement que l'élancement optimal L/h se situe entre 17 et 22

Avec l'élancement des poutres varie entre $\frac{l}{20} \leq h_p \leq \frac{l}{17} \xrightarrow{\text{donc}} \frac{33.4}{20} \leq h_p \leq \frac{33.4}{17}$

$l = 33\text{m} \xrightarrow{\text{donc}} 1.67 \leq h_t \leq 1.96 \xrightarrow{\text{on prend}} h_p = 1.70 \text{ m}$

C. La largeur de la table de compression

$b > 0.6 h_p$, on fixe $b = 1.1$ m

D. Epaisseur de la table de compression

$e > 10$ cm ; On prend $e = 12$ cm.

E. Largeur de talon (L_t)

On pourra déterminer la largeur totale des talons par :

$60 \leq L_t \leq 90$

On prend $L_t = 0.6\text{m}$

F. Epaisseur du talon

$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$

On fixe $E_t = 20$ cm

G. Epaisseur de l'âme à mi- travée b_0

Tant que le coffrage est métallique donc $21 \leq b_0 \leq 25$ cm on fixe $b_0 = 25$ cm

H. Epaisseur de l'âme à l'about b_0

$b_0 \geq 30$ cm. On prend $b_0 = 60$ cm.

I. Goussets**Gousset du talon**

$$\alpha_1 = 45^\circ$$

$$e_1 = 17,5 \text{ cm.}$$

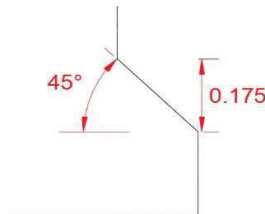


Figure V. 1.gousset de talon

Gousset de la table de compression

à-mi travée

$$\begin{cases} \alpha_3 = 6^\circ & e_3 = 3,5 \text{ cm} \\ \alpha_4 = 45^\circ & e_4 = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

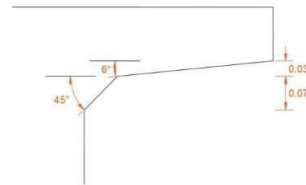


Figure V. 2.gousset de table de compression a mi-travée

à l'about

$$\alpha_5 = 6^\circ \quad e_5 = 2,5 \text{ cm}$$

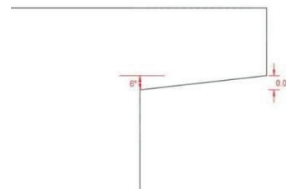


Figure V. 3.gousset de table de compression a l'about

V.2.2. La dalle**a. Définition de la dalle (l'hourdis) :**

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert à une couverture pour le pont, En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) sur pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (Prédalle, TN40).

b. Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à La longueur des poutres.

Donc : $L_d = 33 \text{ m}$

c. Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal a la largeur de la chaussée roulable L_r plus la largeur des deux trottoirs L_{tr} : $l_d = L_r + 2 L_{tr}$

Avec $L_r = 7\text{m}$ et $L_{tr} = 1,25\text{m}$

Donc : $L_d = 9.5 \text{ m}$

d. Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m : $0,20 \leq E_d \leq 0,30\text{m}$

Pour notre cas l'entre axes des poutres est 1,40m, et la largeur de la dalle est 9.5 m on va prévoir une épaisseur de 0,2m. Donc : $E_d = 0,2\text{m}$.

V.3. LES EQUIPEMENTS DE PONT

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

V.3.1. Etanchéité

1. Il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles du pont. Pour protéger les armatures passives et actives vis-à-vis d'une corrosion accélérée, c'est l'un des équipements les plus importants tant par sa fonction que par son cout (2 à 3 % du cout total de l'ouvrage).

V.3.2. La couche de roulement

La couche de roulement doit être, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (la sécurité des usagers), généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur variée entre 5 et 10cm, dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement

V.3.3. Les 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.

La largeur des trottoirs sera donc : $L_{tr} = 1.25\text{m}$

V.3.4. Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

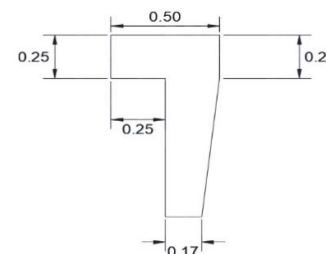


Figure V. 4. la corniche

V.3.5. Les glissières de sécurité :

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

V.3.6. Les garde-corps :

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules qui sur le pont; les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps standardiser en Algérie. Donc : $h_{GC} = 1,1m$



Figure V. 5. Schéma du garde-corps

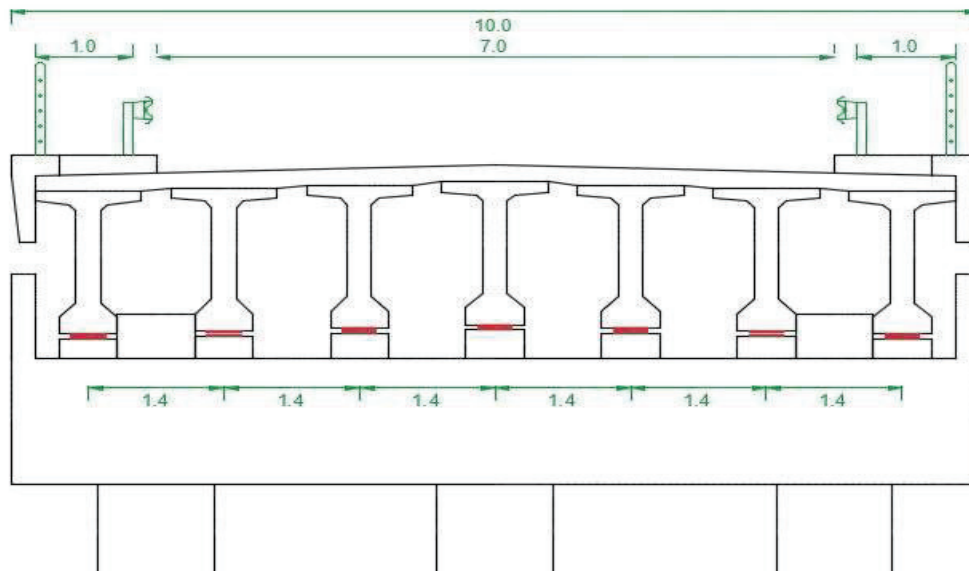


Figure V. 6. coupe sur pile

V.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques. Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT

Notation

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

β : Aire de la section.

Y_G : la position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre.

V : distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure.

V' : distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure.

I_G : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité.

ρ : Coefficient de rendement géométrique : $\rho = \frac{I_G}{\beta.V.V'}$

V.4.1. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée :

Tableau V. 1. caractéristiques géométriques de la section à mi – travée

	Section sans hourdis à mi – travée	Section avec l’hourdis à mi – travée
β (cm ²)	6507	10380
V’ (cm)	89.04	126.2
V (cm)	80.96	63.8
I _G (m ⁴)	0.227	0.467
ρ (%)	48.4	57.9

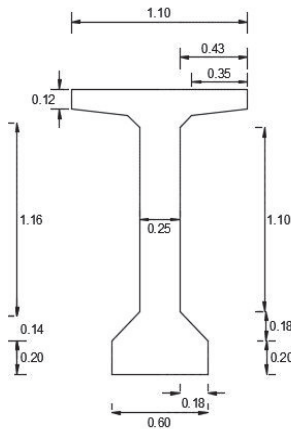


Figure V. 8.les dimensions de la section à mi-travée

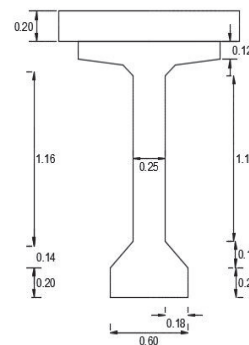


Figure V. 7.les dimensions de la section de la poutre +l'hourdis à mi- travée

V.4.2. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'intermédiaire :

Tableau V. 2.caractéristiques géométriques de la section variable

	Section variable sans hourdis	Section variable avec l'hourdis
β (cm ²)	8575	11375
V' (cm)	89.8	112

V (cm)	80.2	78
I_G (m ⁴)	0.2513	0.424
ρ (%)	40.7	42.7

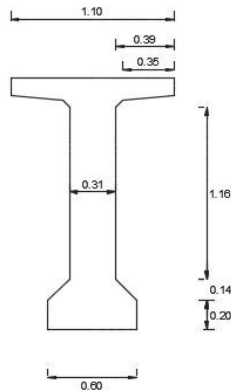


Figure V. 10. les dimensions de la section de la poutre à l'intermédiaire

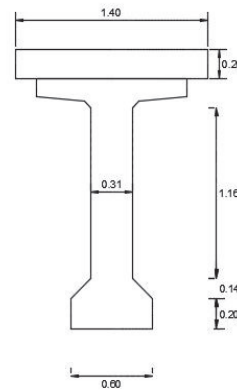


Figure V. 9. les dimensions de la poutre + hourdis à l'intermédiaire

V.4.3. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about :

Tableau V. 3. caractéristiques géométriques de la section à l'about

	Section sans hourdis à l'about	Section avec l'hourdis à l'about
β (cm ²)	10900	13662
V' (cm)	89.78	108.27
V (cm)	80.22	81.73
I_G (m ⁴)	0.2839	0.4661
ρ (%)	36.2	38.6

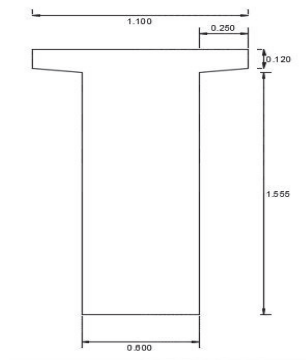


Figure V. 12.: les dimensions de la section de la poutre a l'about

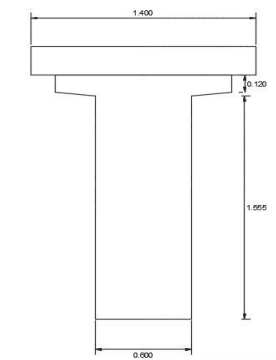


Figure V. 11. les dimensions de la section de la poutre + l'hourdis à l'about

CHAPITRE VI

CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. Pour réduire les effets des charges, il faut connaître leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ces charges.

VI.2. EVALUATION DES CHARGES

Tableau VI. 1. les charges de l'ouvrage

Type de charge		Poids	
		En (KN)	En (KN/ml)
Charges permanentes (CP)	Les poutres	4046	122,61
	La dalle	1650	50
Charges complémentaires permanentes (ccp)	Revêtement et étanchéité	633,6	19,2
	Trottoir et corniche	775,5	23,5
	Garde-corps	39,6	0,6
	Glissière de sécurité	26,4	0,4
Total		6979,5	21,15

VI.3. EVALUATION DES SURCHARGES

VI.3.1. Caractéristiques du pont

D'après le DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE : REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIER (RCPR)

VI.3.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Donc $L_c = L_r - 0.5 \times 2 = 6 \text{ m}$.

VI.3.3. Nombre des voies

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

$N = L_c / 3 = [6/3] = 2$ donc $N = 2$.

VI.3.4. Classe de pont

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de **1ères** classes, notre pont à une $Lr = 7$ m donc **1ère classe**.

Les surcharges ont utilisé pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (B_c , B_t , et B_r).
- La surcharge militaire M_{C120} .
- Le convoi exceptionnel D_{240} .
- Les surcharges sur trottoirs.

VI.3.5. Système de charge A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau ci-dessous

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \quad (KN/m^2)$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{33+12} \quad (KN/m^2) \quad \text{Donc } A(l) = 10.30 \text{ } KN/m^2$$

Tableau VI. 2. coefficient a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Class e du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à $(4 - 0,002l)$ kN/m², expression dans laquelle la longueur chargée l est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

A_1 est ensuite multiplier par a_2 qui égale à V_0/V

V : la largeur d'une voie = 3m

Tableau VI. 3. Valeurs de V_0

Classe de pont	V_0
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2,75 m

Tableau VI. 4.valeur de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l) x a ₁ x a ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l) (kN/ml)
1	32	10,48	1	1,17	12,23	3	36,69
2	32	10,48	1	1,17	12,23	6	73,37

VI.3.6. Système de charge B :

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- ✓ Le système **B_c** se compose de camions types.
- ✓ Le système **B_r** se compose d'une roue isolée.
- ✓ Le système **B_t** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes **B_c**, **B_r** s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; Le système **B_t** ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Les `charges du système **B** sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes **B_c**, **B_t**, **B_r** est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Dans laquelle :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

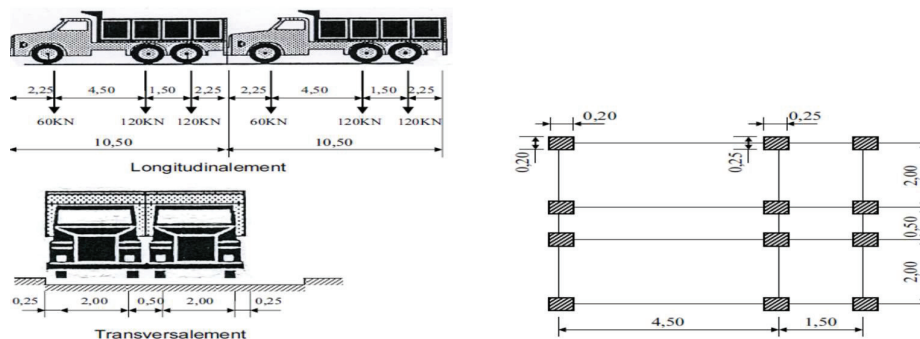
La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient **b_c** ou **b_t**

VI.3.6.1. Système de charge B_c

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t donc :

Un essieu avant de 6t.

Deux essieux arrières de 12t chacun.

Figure VI. 1.Système B_c

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

Tableau VI. 5.valeur de b_c

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau VI. 6.les valeurs de B_c

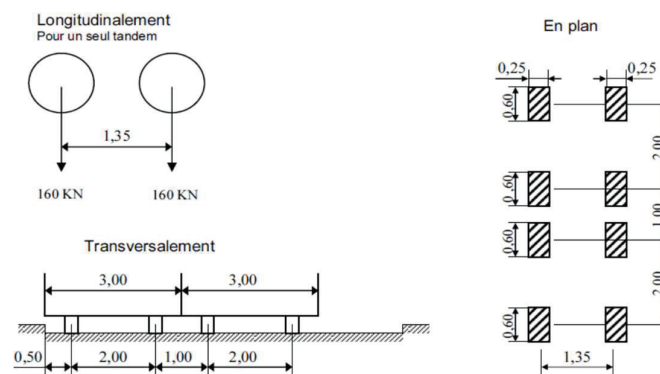
Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320

Tableau VI. 7.les valeurs de coefficient dynamique δ pour B_c

Nombre des voies	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
1	33	6337,5	720	1,07
2	33	6337,5	1320	1,08

VI.3.6.2. Système de charge B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques être pondant aux caractéristiques suivantes

Figure VI. 2.Système B_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Tableau VI. 8. les valeurs de b_t

Classe du pont	b_t
Première	1,20
Deuxième	1,00

Tableau VI. 9. Les valeurs de B_t

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

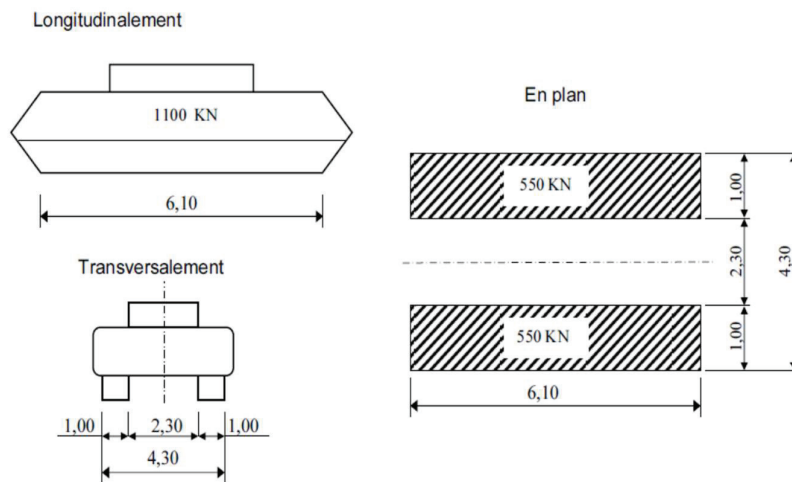
Tableau VI. 10. les valeurs de coefficient dynamique δ pour B_t

Nombre des voies	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
1	33	6337,5	384	1,06
2	33	6337,5	768	1,07

VI.3.7. Le système de charge militaire M_{c120}

Un véhicule type du système M_{c120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale1100 kN
 Longueur d'une chenille6,10 m
 Largeur d'une chenille.1,0 m
 Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3,30 m.

Figure VI. 3. Système M_{c120}

Les véhicules des systèmes M_{c120} peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Tableau VI. 11. les valeurs de coefficient dynamique δ pour M_{c120}

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
M_{c120}	33	6337,5	1100	1,08

VI.3.8. Le système de charge exceptionnel D_{240}

Les ponts doivent être calculés pour supporter le convoi type D_{240} décrit ci-après, susceptible dans certain cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B.

Le convoi D_{240} est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont ; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable

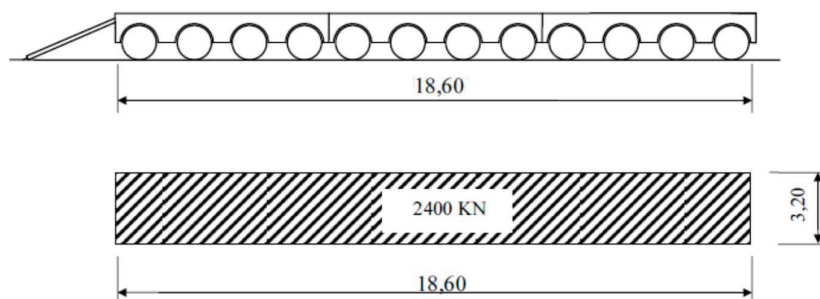


Figure VI. 4. Système D 240

NB : le système du convoi exceptionnel D_{240} n'est pas concerné par la majoration dynamique, car sa vitesse est très faible (10 km/h).

VI.3.9. Surcharge sur trottoirs

Une surcharge uniforme de 1.50 kN/m² est appliquée sur les trottoirs de façon à produire l'effet maximal envisagé.

CHAPITRE VII

ETUDE LONGITUDINALE

ENSTP 2018 /2019

Tableau VII. 1. les réactions et les moments de A(l)

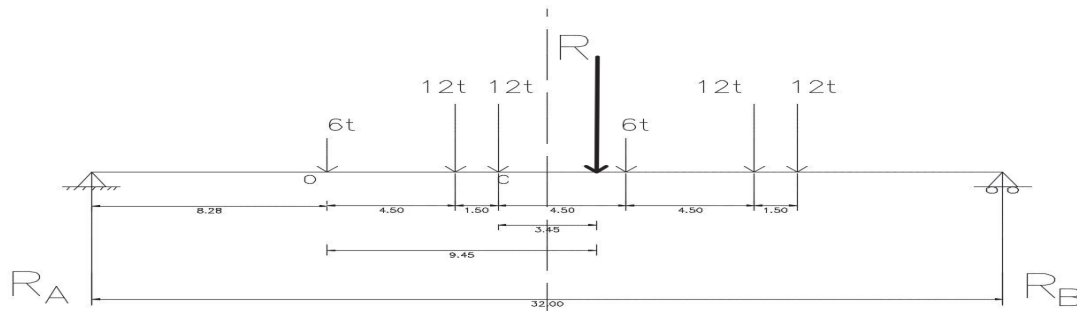
Nombre de voie	A(l) (t/ml)	L (m)	R _A (t)	R _B (t)	M(0.5l) (t.ml)
Une voie	3,669	32	58,704	58,704	469,632
Deux voies	7,337	32	117,408	117,408	939,16

VII.2.3. Calcul du moment due au surcharge B_c

✓ Théorème de BARRE

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante peut se trouve se trouve soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.

Figure VII. 3. schéma statique pour calculer moment dues charge B_c

$$X_G = \frac{\sum X_i P_i}{\sum P_i}$$

$$X_G = \frac{12(4.5 + 6 + 15 + 16.5) + 6(0 + 10.5)}{60} = 9.45m$$

$$a = X_G - 6 = 3.45$$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre :

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

Pour une seule voie chargée

$$R_{B1v} = \frac{6(8.28 + 18.78) + 12(12.78 + 14.28 + 23.28 + 24.78)}{32} = 33.24t$$

$$R_{A1v} = 60 - R_{B1v} = 26.76t$$

Pour 2 voies chargées

$$R_{B2v} = 2 \times R_{B1v} = 66.48t$$

$$R_{A2v} = 2 \times R_{A1v} = 53.52t$$

✓ **Calcul du moment fléchissant $M_{/c}$**

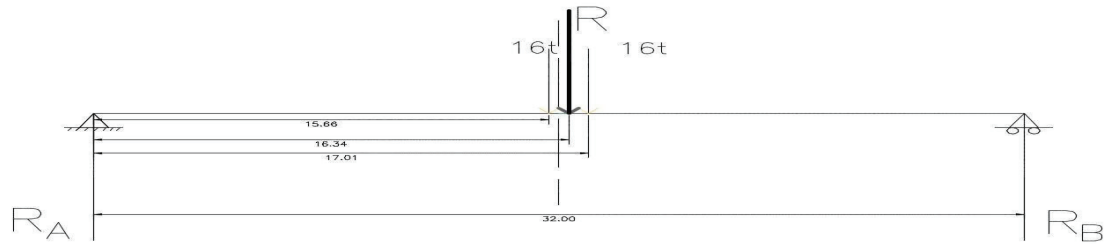
$$M_{/c} = R_{A1v} \times 14.28 - 6 \times 4.5 - 12 \times 1.5 = 337.13 \text{ t.ml}$$

$$M_{/c}^{1v} = M_{/c} \times b_{c1v} \times \delta_{1v}$$

$$M_{/c}^{2v} = M_{/c} \times b_{c2v} \times \delta_{2v} \times 2$$

Tableau VII. 2. les valeurs des moments due à la charge B_c

Nombre de voie	b_c	δ	M(t.ml)
Une voie	1.2	1.07	432,87
Deux voies	1.1	1.08	801,02

VII.2.4. Calcul du moment due au surcharge B_t Figure VII. 4. schéma statique pour calculer moment dues charge B_t ✓ **Calcul des réactions R_A et R_B**

- Pour une seule voie chargée

$$R_{B1v} = \frac{16(15.66+17.01)}{32} = 16.335 \text{ t}$$

$$R_{A1v} = 32 - R_{B1v} = 15.67 \text{ t}$$

- Pour 2 voies chargées

$$R_{B2v} = 2 \times R_{B1v} = 32.67 \text{ t}$$

$$R_{A2v} = 2 \times R_{A1v} = 31.34 \text{ t}$$

✓ **Calcul du moment fléchissant**

$$M_{/c} = R_{A1v} \times 15.66 = 245.39 \text{ t.ml}$$

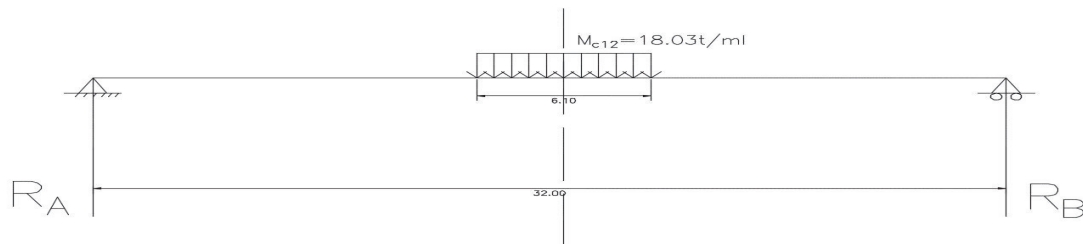
$$M_{/c}^{1v} = M_{/c} \times b_{t1v} \times \delta_{1v}$$

$$M_{/c}^{2v} = M_{/c} \times b_{t2v} \times \delta_{2v} \times 2$$

Tableau VII. 3. Les valeurs des moments dues charge Bt

Nombre de voie	b_t	δ	M (t.ml)
Une voie	1.2	1.06	312.14
Deux voie	1.2	1.07	630,17

VII.2.5. Calcul du moment due à la surcharge de M_{c120}

Figure VII. 5.schéma statique pour calculer moment dues charge M_{c120} .

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_B = \frac{18.03 \times 6.1}{2} = 54.99t$$

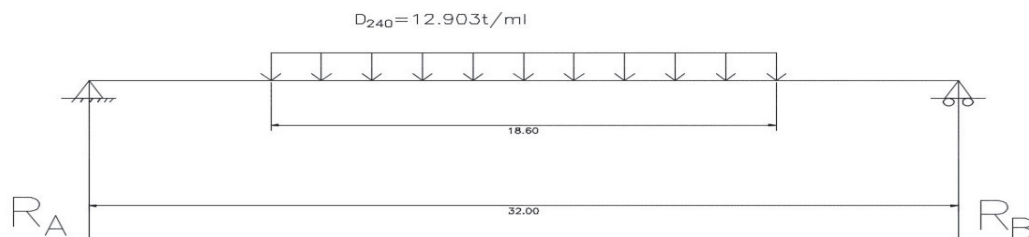
$$R_A = 54.99t$$

✓ Calcul du moment fléchissant

$$M = R_A \times 16 - 18.03 \frac{3.05^2}{2} = 796t.ml$$

$$M^{c120} = M \times \delta = 859.68t.ml$$

VII.2.6. Calcul du moment dû au surcharge de D_{240}

Figure VII. 6.schéma statique pour calculer moment dues charge D_{240}

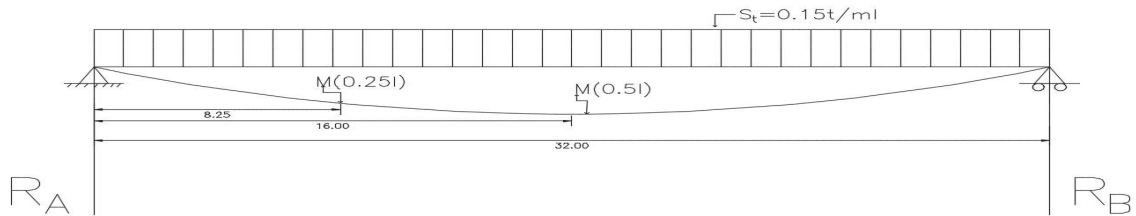
✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_B = \frac{12.903 \times 18.6}{2} = 120t$$

$$R_A = 120t$$

✓ Calcul du moment fléchissant

$$M = R_A \times 16 - 12.903 \frac{9.3^2}{2} = 1362 \text{ t.ml}$$

VII.2.7. Calcul du moment dû aux surcharges des trottoirs S_t Figure VII. 7. schéma statique pour calculer moment dues charge S_t ✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = R_B = S_t \frac{L}{2}$$

✓ Calcul du moment fléchissant

$$M = R_A \times x - S_t \frac{x^2}{2}$$

Tableau VII. 4. les réactions et les moments dues charge ST

S_t (t/ml)	L (m)	R_A (t)	R_B (t)	$M(0.5l)$ (t.ml)
0.3	32	4.8	4.8	38.4

VII.3. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

VII.3.1. Calcul des efforts tranchants dues charge permanent

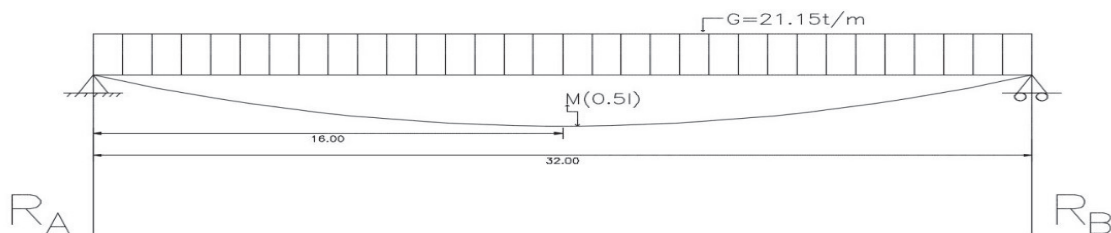


Figure VII. 8. Schéma statique pour calculer l'effort tranchant dues charge permanent

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = R_B = G \frac{L}{2} = 307.2 \text{ t}$$

✓ Calcul l'effort tranchant à ($x=0$)

$$T(x=0) = R_A = 307.26 \text{ t}$$

VII.3.2. Calcul des efforts due au surcharge A(l)

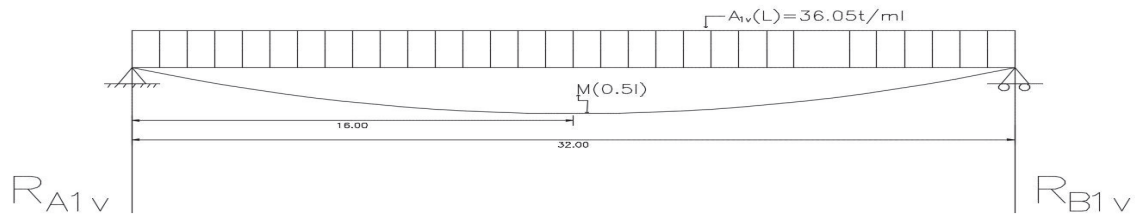


Figure VII. 9. schéma statique pour calculer l'effort tranchant au surcharge A(l)

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = R_B = A(l) \frac{L}{2}$$

✓ Calcul l'effort tranchant à ($x=0$)

$$T(x = 0) = R_A = R_B$$

Tableau VII. 5. l'effort tranchant due au charge A(l)

Nombre de voie	A(l) (t/ml)	L (m)	R_A (t)	R_B (t)	T (t)
Une voie	3,669	32	58,704	58,704	58,704
Deux voies	7,337	32	117,408	117,408	117,408

VII.3.3. Calcul de l'efforts tranchants due au charge Bc

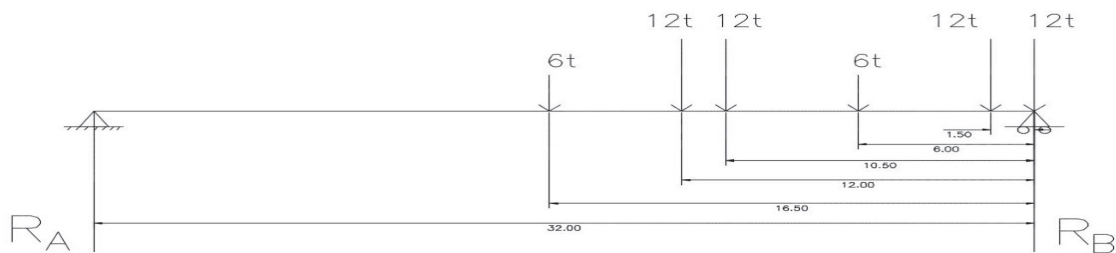


Figure VII. 10. schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge Bc

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = \frac{12(1.5 + 10.5 + 12) + 6(16.5 + 6)}{32} = 13,22t$$

$$R_B = 60 - R_A = 46.78t$$

✓ Calcul l'effort tranchant à ($x=0$)

$$T(x = 0) = R_B$$

$$T_{1v} = T \times b_{c1v} \times \delta_{1v} = 60.1t$$

$$T_{2v} = T \times b_{c2v} \times \delta_{2v} \times 2 = 111.15t$$

VII.3.4. Calcul de l'efforts tranchants due au surcharge B_t

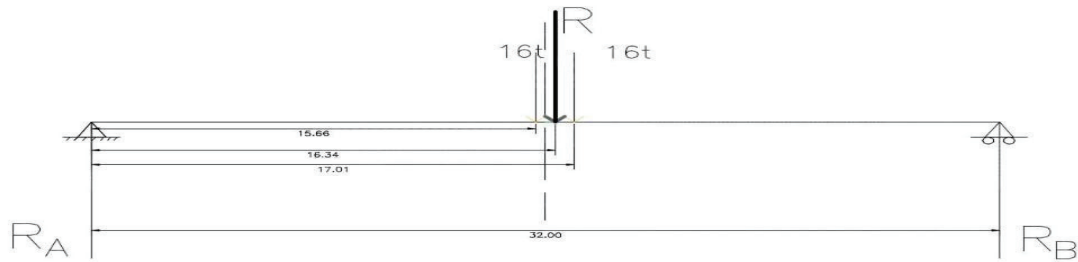


Figure VII. 11. schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge B_t

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_B = \frac{16 \times 1.35}{32} = 0.675t$$

$$R_A = 32 - R_B = 31.325t$$

✓ Calcul l'effort tranchant à $(x=0)$

$$T(x=0) = R_A$$

$$T_{1v} = T \times b_{t1v} \times \delta_{1v} = 39.85t$$

$$T_{2v} = T \times b_{t2v} \times \delta_{2v} \times 2 = 80.44t$$

VII.3.5. Calcul de l'efforts tranchants due au surcharge M_{c120}



Figure VII. 12. schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge M_{c120}

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_B = \frac{18.03 \times 6.1 \times 3.05}{32} = 10.48t$$

$$R_A = 18.03 \times 6.1 - R_B = 99.5t$$

✓ Calcul l'effort tranchant à $(x=0)$

$$T(x=0) = R_A$$

$$T_{1v} = T \times \delta = 107.46t$$

VII.3.6. Calcul du moment dû au surcharge de D₂₄₀

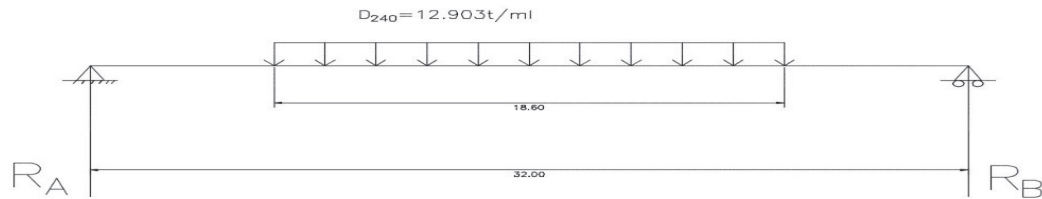


Figure VII. 13. schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge D₂₄₀

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = \frac{12.903 \times 18.6 \times 9.3}{32} = 69.75t$$

$$R_B = 12.903 \times 18.6 - R_A = 170.24t$$

✓ Calcul l'effort tranchant à (x=0)

$$T(x = 0) = R_B = 170.24t$$

VII.3.7. Calcul de l'effort due aux surcharges des trottoirs S_t

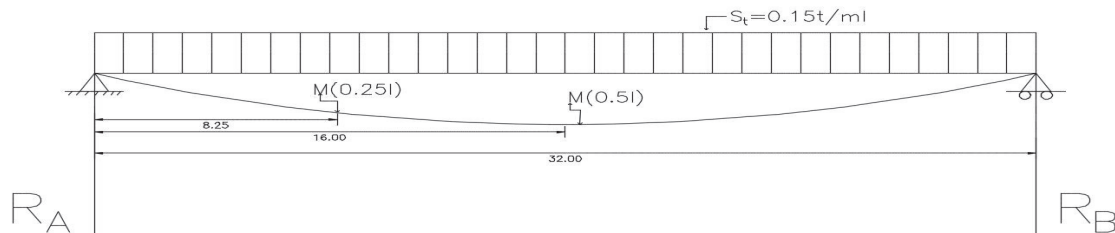


Figure VII. 14. schéma statique pour calculer l'effort tranchant due au charge S_t

✓ Calcul des réactions R_A et R_B

$$R_A = R_B = S_t \frac{L}{2} = 2.4t$$

✓ Calcul l'effort tranchant à (x=0)

$$T(x = 0) = R_A = 2,475t$$

Tableau VII. 6. l'effort tranchant due au charge S_t

S _t (t/ml)	L (m)	R _A (t)	T (t)
0.3	32	4.8	4.8

Tableau VII. 7. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants

Charge et surcharge		M (t.ml)	M ₀ /poutre	T(t)	T ₀ /poutre
Charge permanent G		2707,2	386,74	307,2	43,886
A(l)	1 voie	469,632	67,0902857	58,704	8,3862857
	2 voies	939,16	134,165714	117,408	16,772571
B _c	1 voie	432,87	61,8385714	60,1	8,5857143
	2 voies	801,02	114,431429	111,15	15,878571
B _t	1 voie	312,14	44,5914286	39,85	5,6928571
	2 voies	630,17	90,0242857	80,44	11,491429
M _{c120}		859,68	122,811429	107,46	15,351429
D ₂₄₀		1362	194,571429	170,24	24,32
S _t		38,4	5,48571428	4,8	0,6857143

CHAPITRE VIII

REPARTITION TRANSVERSALE

VIII.1. INTRODUCTION

Après le calcul des efforts longitudinaux au chapitre précédant avec l'utilisation du règlement de disposition des charges (RCPR) et le théorème de barre, on passe à la répartition transversale de ces efforts, cette répartition est basée sur la méthode de GUYON-MASSONNET ou la méthode des coefficients de répartitions.

VIII.2. EXPOSE DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

L'ouvrage étant charge conformément au règlement, il restera à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées). Longitudinalement, la section est obtenue par application de théorème de Barré.

Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. C'est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes. Elle a été ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

Elle consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0$) et pour les 9 sections de la largeur de dalles ($y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

VIII.3. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

Tous les coefficients sur les quelles sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

- **Paramètre d'entretoisement (θ)** : il caractérise la souplesse de l'entretoise, il est donné par la formule suivante : $\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_D}}$
- **Paramètre de torsion (α)** : il est donné par la formule : $\alpha = \frac{\gamma_D + \gamma_P}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_D}}$ Tell que :
 - ✓ b : demi-largeur active de la dalle.
 - ✓ L : portée de la travée.
 - ✓ ρ_P : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur, $\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_1}$
 - ✓ ρ_D : rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur, $\rho_D = \frac{E \times I_D}{l}$
 - b_1 : distance entre-axe des poutres.
 - l_1 : unité de largeur.
 - I_P : Moment d'inertie la poutre,
 - I_D : Moment d'inertie de la dalle, $I_D = \frac{l d^3}{12}$
 - γ_P : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur
 - γ_D : rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur
 - E : module de déformation longitudinale du béton ;

1. Calcul du paramètre d'entretoisement θ

Moment d'inertie de la poutre $I_P = 0,8904 \text{ m}^4$

Rigidité flexionnelle de la poutre $\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_1} = 0.636E$

Rigidité flexionnelle de la dalle

$$I_D = \frac{ld^3}{12} = \frac{1 \times 0.2^3}{12} = 0.00067m^4$$

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{l} = \frac{E \times 0.00067}{1} = 0.00067E$$

Donc
$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}} = \frac{4.9}{33} \sqrt[4]{\frac{0.636}{0.00067}} = 0,8$$

2. Calcul du paramètre de torsion α

• Moments d'inertie de torsion

La détermination des moments d'inertie de torsion, fait appel à la théorie de l'analogie de la membrane. D'après cette théorie, l'inertie de torsion d'un rectangle de longueur **b** et de largeur **a** ($b > a$) est donnée par (figure 4) :

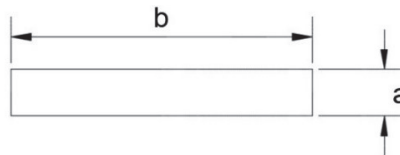


Figure VIII. 1. Rectangle pour la détermination d'inertie de torsion

K (b/a) est une fonction du rapport b/a dont quelques valeurs particulières son données dans le tableau suivant

Tableau VIII. 1. Coefficient k, en fonction de b/a, nécessaire pour le calcul de l'inertie de torsion

b/a	1,0	1,2	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0	4	5	10	∞
k	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

Pour une section donnée, on décompose la section en rectangles élémentaires et on cumule les inerties obtenues.

✓ Cas d'une section en T avec talon en (BP)

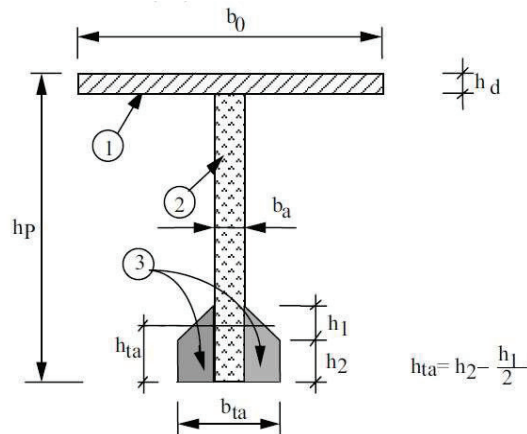


Figure VIII. 2. Section en T, avec talon, décomposé en 3 éléments

Cette section est décomposée en 3 éléments. Le moment d'inertie de torsion par élément est :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{6} b_0 h_d^3 = 0,0003168$$

$$\Gamma_2 = k \left(\frac{2(h_p - h_d)}{b_a} \right) (h_p - h_d) b_a^3 = 0,00822$$

$$\Gamma_2 = k \left(\frac{(b_{ta} - b_a)}{h_{ta}} \right) (b_{ta} - b_a) h_{ta}^3 = 0,001417$$

Le moment d'inertie de la section est la somme des trois moments d'inertie de torsion

$$K_p = \Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3 = 0,00995$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre** $\gamma_P = K_p \frac{E}{2b_1} = 0,00415E$
- **Rigidité torsionnelle d'entretoise (la dalle)**

Note : La méthode de Guyon-Massonnet considère une structure comprenant des poutres principales et des entretoises, mais les entretoises ne sont pas supposées infiniment rigides; A la limite, il est possible d'appliquer la méthode à un tablier de ponts à poutres sans entretoises intermédiaires: c'est alors le hourdis qui joue le rôle des entretoises.

Dans ce cas, on fait les calculs par ml., et les inerties de flexion et rigidité torsionnelle du hourdis représentant les entretoises sont :

$$\gamma_D = \Gamma \frac{E}{2,1} = \frac{1,1}{2,3} \cdot 1, d^3 \frac{E}{2} = E \frac{d^3}{12} = 0,000667E \quad \rho_D = I_D E = E \frac{d^3}{12} = 0,000667E$$

Donc
$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_P \rho_D}} = 0,117$$

VIII.4. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

❖ Coefficient de répartition transversale K_α

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 \leq \alpha \leq 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler

Les formules d'interpolation d'après Sattler.

Si $0 \leq \theta \leq 0,1$
$$K_\alpha = K_0(K_1 - K_0)\alpha^{0,05}$$

Si $0,1 \leq \theta \leq 1$
$$K_\alpha = K_0(K_1 - K_0)\alpha^\beta \quad \text{avec} \quad \beta = 1 - e^{\frac{0,65-\theta}{0,665}}$$

Si $1 \leq \theta \leq 2$
$$K_\alpha = K_0(K_1 - K_0)\alpha^{0,5}$$

Tel que :

K_0 : valeurs de K pour $\alpha = 0$

K_1 : valeurs de K pour $\alpha = 1$

Dans le cas où θ ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation.

Dans notre cas $\theta = 0,80$ on ne fera pas une interpolation

N.B : voir le tableau dans l'annexe B.1

Pour obtenir les coefficients K_1 et K_0 pour chacune des 7 poutres on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

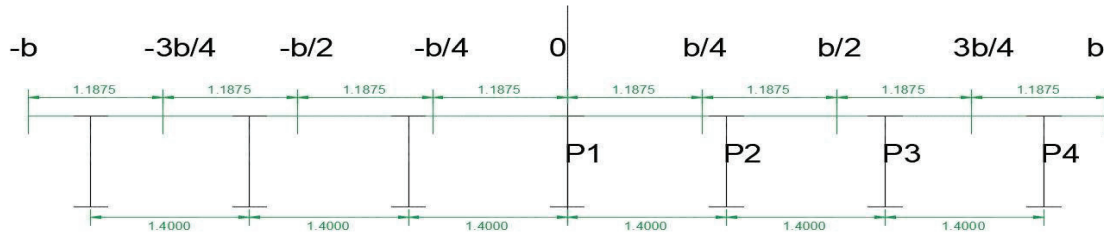


Figure VIII. 3. position des poutres transversalement

Poutre P_1 (poutre centrale) reste dans la même position.

Interpolation pour P_2, P_3, P_4

P_2 entre $b/4$ et $b/2$

P_3 entre $b/2$ et $3b/4$

P_4 entre $3b/4$ et b

N.B : voir les résultats de calcul dans le tableau (annexe B.2)

Le calcul des valeurs de K_α par les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0(K_1 - K_0)\alpha^\beta \quad \text{ou} \quad \beta = 1 - e^{\frac{0.65 - \theta}{0.665}}$$

Tableau VIII. 2. valeurs de K_α pour chaque poutre

$\theta = 0.80$	K_α pour $\alpha = 0.117$								
p1	0,314	0,642	1,008	1,377	1,577	1,377	1,008	0,642	0,314
p2	0,066	0,301	0,581	0,928	1,3110	1,577	1,506	1,242	0,954
p3	-0,007	0,118	0,282	0,525	0,877	1,332	1,778	2,023	2,127
p4	-0,005	0,0168	0,070	0,198	0,466	0,950	1,714	2,739	3,887

❖ Construction des lignes d'influence :

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

Le coefficient K_α représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

N.B. Les graphes seront donnés dans l'annexe B.3

Etude du chargement :

Les surcharges roulantes seront limitées par les bordures et devront laisser des sur largeurs données par le RCPR.


$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$
$$K_{\alpha moy} = \frac{S}{l}$$

Tableau VIII. 3.valeurs de K_{α} moy pour chaque poutre

Surcharges		K_{amoy}			
		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
A(l)	Une voie chargée	1,1372	1,48	1,58	1,49
	2 voies chargées	1,39	1,24	1,1	0,8887
B_c	Une voie chargée	1,075	1,405	1,64	1,675
	2 voies chargées	1,2525	1,075	1,2375	1,0775
B_t	Une voie chargée	1,135	1,455	1,57	1,515
	2 voies chargées	1,25	1,2325	1,0975	0,905
M_{cl20}		1,2607	1,1822	0,96	0,684
D₂₄₀		1,45	1,27	0,914	0,5446
Surcharge du trottoir		0,7	0,7	1,06775	2,7

Le poids propre est réparti uniformément sur toute la largeur de la dalle, malgré il y a un manque d'uniformité sur les deux poutres de l'extrémité. Cette répartition est assurée par un coefficient $K_{\alpha} = 1$. Donc toutes les poutres avoir le même effet.

Etude les moments fléchissant longitudinaux à mi – travée :

Les moments longitudinaux à mi – travée dus chaque chargement étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre centrale. (Voir l'annexe B.4)

$$M = K_{\alpha moy} * M_0$$

M_0 : Moment longitudinal moyen par le théorème de Barrés

Combinaison du moment réel a mi- travée :

Le choix de la poutre la plus sollicitée dépend du moment maximal revenant à chaque poutre, les combinaisons de charge vis à vis de ELS et ELU sont donner dans le tableau suivant

Tableau VIII. 4. Les combinaisons du moment réel à mi travée vis-à-vis a l'ELU et l'ELS.

Combinaison de charge		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+1.2(A(L)+S _T)	579,4821	555,3323	535,2133	511,9391
	G+1.2(B _c +S _T)	527,6842	503,3103	528,0452	516,8193
	G+1.2(B _t +S _T)	490,7301	488,8396	476,6765	466,6258
	G+M _{c120}	505,9141	496,2734	468,9847	435,0887
	G+D ₂₄₀	633,2143	598,1914	528,924	457,0493
ELU	1.35G+1.6(A(L)+S _T)	778,4943	746,2945	719,4692	688,4369
	1.35G+1.6(B _c +S _T)	709,4303	676,9318	709,9117	694,9438
	1.35G+1.6(B _t +S _T)	660,1583	657,6376	641,4202	628,0192
	1.35G+1.35M _{c120}	682,984	669,9691	633,1293	587,3698
	1.35G+1.35D ₂₄₀	854,8393	807,5584	714,0474	617,0166

A L'ELS et à l'ELU, la poutre la plus sollicitée est la poutre n°02 avec un moment max à l'ELS

$$M_{\max} = 854,8393 \text{ t.m}$$

VIII.5. MODELISATION PAR AUTODESK ROBOT 2018

VIII.5.1. Les données

- Ø La géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et la dalle) .
- Ø Définition du matériau utilisé.
- Ø Définition des différentes charges (poids propre et charges complémentaires et surcharges (surcharge sur trottoir ST, les systèmes A(L), B_c, M_{c120}, D₂₄₀) .
- Ø Définir les combinaisons de charge.

VIII.5.2. Les sorties

- Ø les caractéristiques mécaniques de la poutre.
- Ø les réactions maximales et minimales les sous différentes charges.
- Ø les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux.
- Ø la combinaison qui donne le moment maximal.
- Ø la poutre la plus sollicitée.

VIII.5.3. Analyse des résultats

D'après le robot on obtient les moment max à mi travée pour chaque poutre

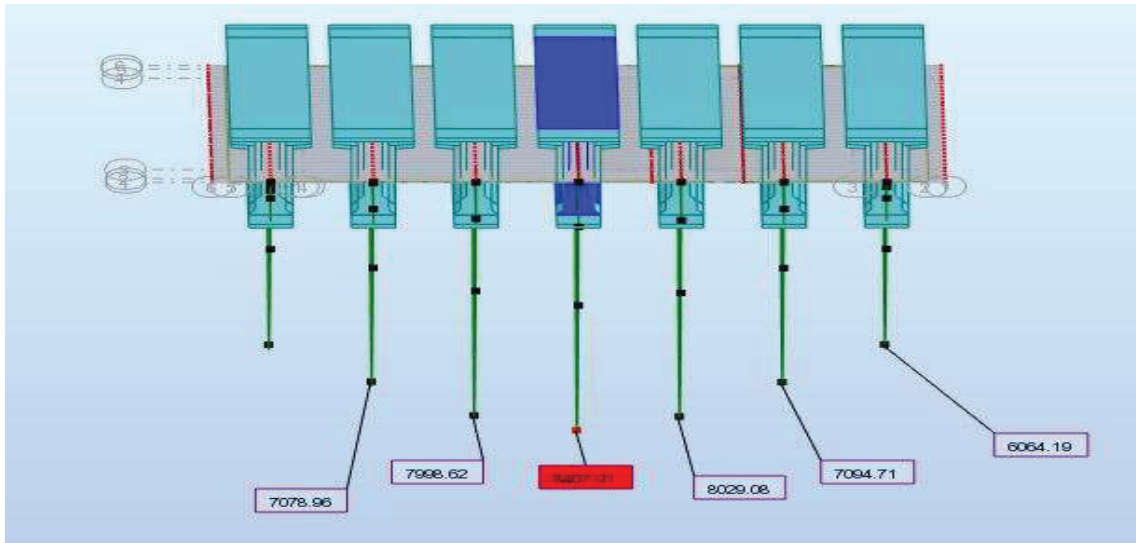


Figure VIII. 5. Moment de chaque poutre a mi-travée

Tableau VI. 5.résultat des moments du cas le plus défavorable

		M(l/2) (kN.m)			
Combinaison de charge		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+D ₂₄₀	6228,08	5947,46	5255,34	4491,99
ELU	1.35G+1.35D ₂₄₀	8407,91	8029,08	7094,71	66064,19

Tableau VI. 6.pourcentage d'erreur du moment fléchissant

Combinaison de charge		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+D ₂₄₀	1,6	0,57	0,64	1,71
ELU	1.35G+1.35D ₂₄₀	1,6	0,57	0,64	6,60

VIII.6. CONCLUSION :

L'erreur trouvé étant dans la marge admise à savoir <10% ;

Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus numériquement.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2018 /2019

X.1. INTRODUCTION

Comme le béton armé, le béton précontraint associe le béton aux armatures, mais ils diffèrent de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**

X.2. GENERALITES SUR LA PRECONTRAINT

X.2.1. Les procédés de précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

Ces différentes procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

La précontrainte par pré-tension : type de précontrainte applique sur le béton avant le durcissement de celui-ci, donc avant son coulage.

La précontrainte par post-tension : a l'opposé de la pré-tension, l'effort de précontrainte est appliqué après durcissement du béton.

Dans notre étude on s'intéresse au cas d'une précontrainte par post-tension.

X.2.2. Technique de mise en œuvre

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

X.2.3. Procède de la précontrainte par post-tension

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants.

Parmi ces procédés, le **procédé de Freyssinet** qui utilise des câbles composés de fils de $\phi 5$, $\phi 7$ et $\phi 8$ et de toron T13 de 12.7mm et T15 de 15.2mm.

Les câbles utilisés sont des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ Section de 12T15 est de 1668 mm²
- ✓ Diamètre des gaine $\phi = 80$ mm
- ✓ Contrainte limite de rupture garantie $f_{prg} = 1770$ MPa
- ✓ Contrainte limite d'élasticité garantie $f_{peg} = 1557$ MPa
- ✓ Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18$ rad-1
- ✓ Coefficient de frottement linéaire $v = 2.10^{-3}$ m-1.
- ✓ Recul d'ancrage $g = 6$ mm.
- ✓ Relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2.5\%$ TBR « très basse relaxation ».
- ✓ Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 1.9 \cdot 10^5$ MPa.

✓ Contrainte à l'origine correspondante à $\sigma_{p0} = 0.9f_{prg} = 1401 \text{ MPa}$

X.3. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

X.3.1. Valeur minimale de la précontrainte

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

Avec: $P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{1}{\rho \times h} \times \left(\frac{\bar{\sigma}_{bt2}}{v} + \frac{\bar{\sigma}_{bt}}{v'} \right)$. Sous critique

$$P_{II} = \frac{\bar{\sigma}_{bt2} \times \frac{I}{V'} \times M_{\max}}{\rho \times V + V' - d'}$$
 Sur critique

Tell que :

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction de béton en négative.

$M_{\max}$: moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus grande.

$M_{\min}$: moment maximum dus au poids propre.

I_n : l'inertie nette de la section.

$\emptyset$ gain = 8cm

ρ : Rendement mécanique de la section

Tableau X. 1. caractéristiques géométriques de la section (poutre + dalle).

d'(m)	ρ	v' (m)	v (m)	$I_{\text{nette}}(\text{m}^4)$
0,23	0,559	1,262	0,638	0,467

N.B : les caractéristiques géométriques prises en compte sont de la section médiane de poutre + l'hourdis

$$\sigma_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -f_{t28} = -0.6 - 0.06 \times f_{c28} = -0.6 - 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = M_G + M_{d240} = 6.23 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = M_G = 3.578 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2.652 \text{ MN.m}$$

$$P_I = -0.78 \text{ MN} \quad P_{II} = 3.76 \text{ MN} \quad P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = 3.76 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique.

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p); (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \} = 2,35 \text{ MN}$$

On estime les pertes de précontrainte à 20% de P_0 : $n \geq \frac{P_{\min}}{0.8 P_0} \Rightarrow n \geq 2.13$

Donc en prend $n = 3$ câbles de **12T15**

X.3.2. Vérification des contraintes au niveau de la section d'about

Pour avoir le nombre des câbles au niveau de la section d'about. On doit vérifier les deux contraintes de l'extrêmes suivantes dans quatre phases d'exécution :

- Fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt}$
- Fibre inférieure : $\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :
$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq 0.6 f_{cj}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \geq -1.5 f_{tj}$$

Phase 1 :

Les câbles sont tirés de 50 % de P0 au 7 -ème jours, les pertes instantanés sont estimées de 10% de P0

Phase 2 :

Les câbles sont tirés de 100 % de P0 au 28 jours, les pertes instantanés sont estimées de 20% de P0

Phase 3 :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 après le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 20 % de P0.

Phase 4 :

Lorsque l'ouvrage est en service on estime les pertes instantanées de 25 % de P0.

➤ Application numérique

Tableau X. 2. Contraintes limites de chaque phase

Première phase : Après 7 jours		Deuxième phase : Après 28 jours	
$f_{c7} =$	23,18 MPa	$f_{c28} =$	35,00MPa
$f_{t7} =$	1,99 MPa	$f_{t28} =$	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt}$	-2,99 MPa	$\bar{\sigma}_{bt}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	13,91 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
$\Delta P =$	10%	$\Delta P =$	20%
n câble	3	n câble	3
3ème phase : Après coulage de la dalle		Quatrième phase : En service	
$f_{c28} =$	35,00 MPa	$f_{c28} =$	35,00 MPa
$f_{t28} =$	2,70 MPa	$f_{t28} =$	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt}$	-4,05 MPa	$\bar{\sigma}_{bt}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
$\Delta P =$	20 %	$\Delta P =$	25 %
n câble	3	n câble	3

Et le tableau suivant représente les valeurs des contraintes de tous les phases :

Tableau X. 3. Vérification des contraintes pour chaque phase

Phase	e_0 (m)	M(MN. m)	P (MN)	σ_{sup} (MP a)	σ_{inf} (MP a)	Observa tion
Phase 1	0,679	2,08	3,17814 8	4,718072	5,320512	C.Vérifier
Phase 2	0,679	2,08	5,65004 2	2,548977	16,12099	C.Vérifier
Phase 3	0,952 4	3,578	5,65004 2	2,717322	11,82147	C.Verifier
Phase 4	0,952 4	6,23	5,29691 4	8,054201	2,069836	C.Verifier

Tous les phases vérifier les conditions alors la section d'about supporte les 3 câbles.

X.4. TRACE DES CABLES

Pour tracer les câbles il faut respecter des exigences de Freyssinet :

- Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

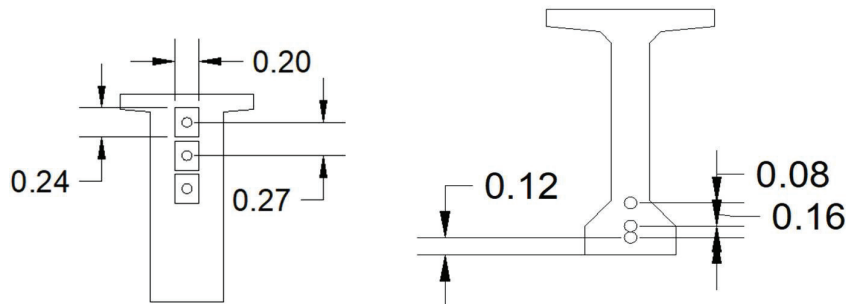


Figure X. 1. Position des câbles pour chaque section

- Le tracer doit comporter une longueur rectiligne varie de 1 m à 1.2 m
- Le tracer de précontraint non rectiligne assimilé un parabole d'une équation de 2 -ème degré ($ax^2 + bx + c$)

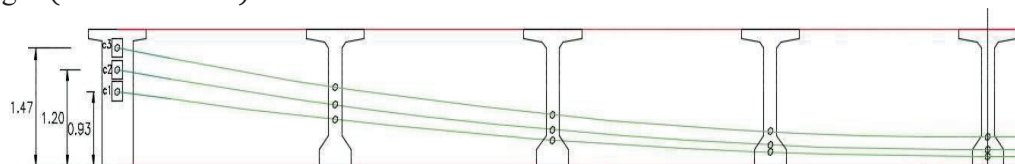


Figure X. 2. Coupe transversale du tracé des câbles

Angle de relevage

L'inclinaison α des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

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

Et le tableau suivant représente les valeurs réelles de α :

Tableau X. 4. Valeurs de l'angle de relevage

N° câble	l (m)	f (m)	$\alpha_{rel}(l)$ rad	$\alpha_{rel} (^\circ)$
C1	31	0,714329	0,092171	5,28
C2	31	0,88014	0,113566	6,51
C3	31	0,977071	0,126074	7,23

Avec : $\alpha_{rel} = 4 \times \frac{f}{l}$

f : la flèche des câbles a mi-travée donnée par logiciel **AUTOCAD** 2013

Vérification de l'angle de relevage

La relation de l'angle de relevage selon BPEL a $x=0$ est donnée par :

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

Telles que : $V_M = V_{G \max} + 1,2 V_{D24} = 1.31 \text{ MN}$

$$V_m = V_{G \min} (G) = 0.42 \text{ MN}$$

V_m : l'effort tranchant du poids propre

V_M : l'effort tranchant le plus défavorable

Avec : $\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \times 0.8h$.

τ : Effort de cisaillement limité : $\bar{\tau} = \left(0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma\right)\right)^{1/2}$

$$P = (1 - 0.25) \times 2.35 \times 3 = 5.30 \text{ Mpa} ; \quad B_n = 1.35 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{B_n} = \frac{5.30}{1.35} = 3.92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \left(0.4 * 2.7 \left(2.7 + \frac{2}{3} * 3.92\right)\right)^{1/2} = 2.67 \text{ Mpa}$$

$$b_n = b_0 - m \phi = 0.6 - 1 \times 0.08 = 0.52 \text{ m} \quad \text{Tel que } (m = 1) : \text{Nombre des gaines}$$

$$\text{D'où : } V = 2.67 \times 0.52 \times (0.8 \times 1.7) = 2.11 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } -8.72 \leq \alpha \leq 28.57^\circ.$$

Telle que : $-8.72 \leq \alpha (5.28 ; 6.51 ; 7.23) \leq 28.57^\circ$ donc les angles étant vérifié.

X.5. CALCUL DES PERTES

- ✓ En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Dans notre cas on prend 25%
- ✓ Les câbles sont tirés d'un seul côté.

X.5.1. Pertes instantanées

Les pertes instantanées produisent lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

❖ Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine

$$\Delta\sigma_{\varphi} = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\beta - \varphi l)}).$$

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, telle que $f = 0,18/\text{rad}$.

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$.

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 0,9 \times 1488 \text{ Mpa}$.

l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

β : L'angle de relevage du câble en rad

NB : Les résultats du calcul des pertes par frottement sont indiqués en **annexe C.1**

❖ Pertes par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

Sa formule est donnée par : $\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - X)$

Avec : $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

- L'intensité de recul d'ancrage $g = 6\text{mm}$

NB : Les résultats du calcul des pertes par glissement d'ancrage sont indiqués en **annexe C.2**

❖ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Selon le BPEL la valeur de pertes est donnée par la formule suivante : $\Delta\sigma_e = \frac{1}{3} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$

Avec : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_{pe}}{I}$

E_a : module d'élasticité de l'acier = 190000 MPa

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton

M_p : moment de la poutre seule.

$e = v' - d$: l'excentricité de la section corrigée sans hourdis

NB : Les résultats du calcul des pertes due au raccourcissement instantané sont indiqués en **annexe C.3**

X.5.2. Pertes différées

Les pertes différées produisent dans un temps plus ou moins long après la mise en tension des câbles

- **Pertes due au retrait**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Sa relation est donnée par : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p$

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte. (28 jours)

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / t + 9 r(m)$. Avec $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

NB : Les résultats du calcul des pertes due au retrait sont indiqués en **annexe C.4**

- **Pertes dues au fluage**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de déformation du béton avec le temps. Sa relation est donnée par : $\Delta\sigma_f = 2.5 \sigma_b E_p / E_{ij}$.

σ_b : la contrainte finale du béton

NB : Les résultats du calcul des pertes due au fluage sont indiqués en **annexe C.5**

- **Pertes par relaxation**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, sa relation s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = (6/100) \rho_{1000} [(\sigma_i / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_i$$

μ_0 coefficient égale à : 0,43 pour les armatures à très basse relaxation. (TBR)

$\sigma_i = 148800 \text{ t/m}^2$ et $\mu_0 = 0,43$.

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$ Avec $\Delta\sigma_i$: la contrainte totale instantanée

$\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR

NB : Les résultats du calcul des pertes par relaxation sont indiqués en **annexe C.6**

- **Variation dans le temps des pertes différées**

La perte différée finale est prise égale à : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_f + 5/6 \Delta\sigma_p$.

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
$\Delta\sigma_{Diff}$	133,79	155,10	161,69	171,25	179,33	140,47

$\Delta\sigma_{Diff} \%$	0,0955	0,1107	0,1154	0,1222	0,1280	0,1002
--------------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

X.5.3. Pertes totales de précontraint

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{Diff} + \Delta\sigma_{Inst}$$

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
$\Delta\sigma_{Inst}$	184,20	161,97	140,44	120,46	102,51	129,44
$\Delta\sigma_{Diff}$	133,79	155,10	161,69	171,25	179,33	140,47
$\Delta\sigma_{tot}$	317,98	317,06	302,12	291,71	281,84	269,91
$\Delta\sigma_{tot} \%$	22.69	22.63	21.56	20.82	20.11	19.26

L'estimation des pertes à **25%** est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15 de chacun.

X.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

X.6.1. Vérification des contraintes normales

On doit vérifier les quatre contraintes de l'extrêmes suivantes dans quatre phases :

- Fibre supérieure : $\sigma_{sup}(max) \geq \bar{\sigma}_{bt}$ et $\sigma_{sup}(min) \geq \bar{\sigma}_{bt}$
- Fibre inférieure : $\sigma_{inf}(max) \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{inf}(min) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :
$$\sigma_{inf}^{max} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 + M) \times \frac{v'}{I} \leq 0.6 f_{cj}$$

$$\sigma_{sup}^{max} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 + M) \times \frac{v}{I} \geq -1.5 f_{tj}$$

$$\sigma_{inf}^{min} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 + M) \times \frac{v'}{I} \leq 0.6 f_{cj}$$

$$\sigma_{sup}^{min} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 + M) \times \frac{v}{I} \geq -1.5 f_{tj}$$

Phase 1 :

- Les câbles sont tirés de 50 % de P0 au 7 -ème jours
- Les pertes instantanées des 3 câbles
- Section résistante : poutre

Phase 2 :

- Les câbles sont tirés de 100 % de P0 a 28 jours
- Les pertes instantanées des 3 câbles
- Section résistante : poutre

Phase 3 :

- Les câbles sont tirés de 100 % de P0 a 28 jours
- Les pertes instantanées des 3 câbles et 50% des pertes différés
- Section résistante : poutre + dalle

Phase 4 :

- L'ouvrage est en service
- Les pertes totales
- Section résistante : poutre + dalle

❖ **Effort de précontrainte**

Tableau X. 5. Effort de précontrainte de chaque phase

	N ca	% Mt	ΔP (MPa)	P1 (MPa)	P2 (MPa)
Phase 1	3	50	13,14	3,23	2,90
Phase 2	3	100	13,14	6,46	5,81
Phase 3	3	100	17,92	6,19	5,40
Phase 4	3	100	22,69	5,92	5,00

Avec : $P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$; $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$; $P_0 = 2.35 MPa$

❖ **Vérifications :**

N.B : les tableaux résumant les vérifications des contraintes normales sont indiquées sur **annexe C.7** et **annexe C.8** :

X.6.2. Vérification des contraintes tangentielle à ELS

Les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales, on doit vérifier la relation suivante : $\tau \leq \min(\tau_1 ; \tau_2)$

Avec : $\tau_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$ et $\tau_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$

$$\tau = \frac{V_{red} S}{b_n I_n} ; \quad \sigma_x = \frac{P}{A} ; \quad P = \sum P_i \cos \alpha_i ; \quad V_{red} = V_{max} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Telle que :

V_{max} : effort tranchant maximal a ELS.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

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

b_n : Épaisseur nette de l'âme .

I_n : Moment d'inertie nette de la section considérée (cm⁴).

N.B : le tableau résume la vérification des contraintes tangentielle a ELS est indiqué sur **annexe C. 9**

X.6.3. Justification de l'effort tranchant a ELU

❖ Calcul de l'effort tranchant ultime

$$V_{red} = V_{max} - \sum P_i \sin \alpha_i = 1.31 - 0.62 = 0.69 \text{ MN}$$

$$\text{D'où le cisaillement ultime : } \tau_u = \frac{V_{red} S}{b_n I_n} = \frac{0.69 \times 0.35}{0.52 \times 0.47} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{f_{cj}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5.83 \text{ MPa}$$

Donc la justification de la compression de la bielle de béton est **vérifiée**

X.7. CALCUL DE FERRAILLAGE PASSIF

X.7.1. Détermination des armatures longitudinal

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

Avec :

B_t : surface du béton tendu

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu

σ_{bt} : contrainte de traction maximale réelle dans le béton de

$f_{t28} = 2.70 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $B_t = 0.225 \text{ m}^2$; $\sigma_{bt} = 3.43 \text{ MPa}$

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bt} \times B_t = 0.2338 \text{ MN} \quad \text{donc} \quad A_s = 8.33 \text{ cm}^2$$

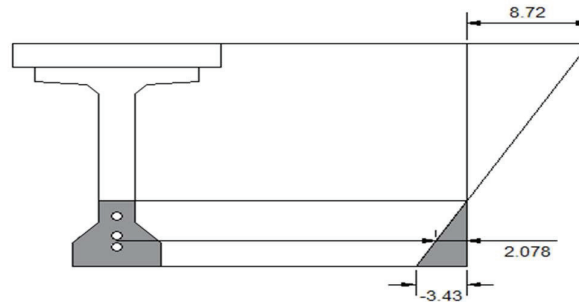


Figure X. 3. État des contraintes à mi-travée

On choisit **5HA16** de section **$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$**

Armatures de peau :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$A_s \geq \max (3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur une section droite perpendiculaire a sa direction} ; 0.1\% \text{ de la section du béton homogène}) = 6.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_s = 0.1 \times 6.36 / 100 = 6.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc on choisit une armature **6HA12** ($6.78 \text{ cm}^2/\text{m}$)

X.7.2. Détermination des armatures verticales

L'inclinaison des bielles est telle que : $\tan 2\beta_U = \frac{2\tau_u}{\sigma_x}$

$$\sigma_x = \frac{P}{A} = 4.01 \text{ MPa} \Rightarrow \tan 2\beta_U = 2 \times \frac{1}{4.01} \Rightarrow \beta_U = 13.26^\circ < 30^\circ$$

Comme il n'y a pas de reprise de bétonnage, nous prendrons : $\tan \beta_U = \tan 30 = 0.577$

D'après l'équation : $\frac{A_t f_e}{b_n s_t \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \text{tg}(\beta_U)$

Avec : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \frac{400}{0.52 \times 1.15} \frac{A_t}{s_t} \geq \left(1 - \frac{2.7}{3} \right) 0.577 \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le pourcentage minimum a disposé est donné par l'équation :

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{\min} \geq \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{\min} \geq 0.52 \times \frac{1.15}{400} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Puisque $\frac{A_t}{s_t} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{m} < \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{\min} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$

Donc on prend : $\frac{A_t}{s_t} = 8.97 \text{ cm}^2/\text{m}$

En prenant un cadre de **HA12** (1.13 cm^2) donc l'écartement est : $s_t = \frac{2 \times 1.13}{8.97} = 0.25 \text{ m}$

L'écartement maximale entre les armatures transversal est :

$$\bar{s}_t \leq \min\{0.8h ; 3b_0 ; 1\text{m}\} \Rightarrow \bar{s}_t \leq \min\{1.36 ; 1.8 ; 1\text{m}\} = 1\text{m}$$

On vérifie bien que : $s_t = 0.25 \text{ m} < \bar{s}_t = 1\text{m}$

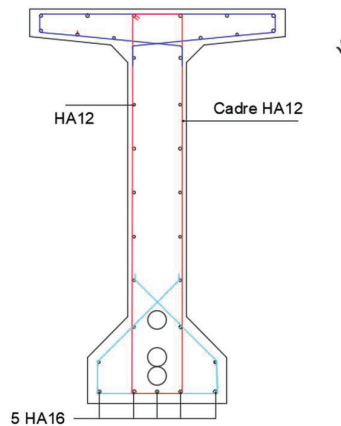


Figure X. 4. Disposition des armatures passifs à mi-travée

CHAPITRE X

ETUDE DE L'HOUDIS

ENSTP 2018 /2019

XI.1. INTRODUCTION

Pour l'étude de la flexion I, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre côtés, ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telle section des poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres. Mais il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la dalle se calculent en les supposant limitées au rectangle formé par les poutres et les entretoises et simplement appuyées sur celles-ci. Ces moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

Pour le calcul des moments dus aux surcharges, les abaques donnent directement les moments en fonction de E, a et b

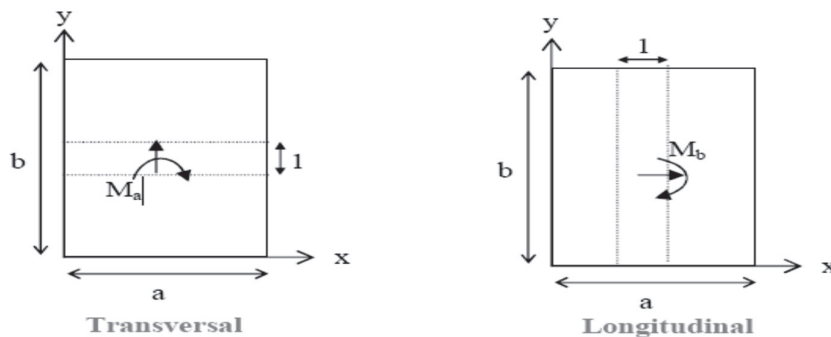


Figure XI. 1. Moment fléchissant

XI.2. CALCULE DES MOMENTS

Moments dus au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de PIGEAUD (document SETRA) voir l'**annexe C.10**, l'abaque donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$) et M_2 la fonction obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{b}{a}$

$$M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P$$

$$M_b = (M_2 + \vartheta M_1)P$$

ϑ : est le coefficient de poisson qui est égale à 0,15 pour le béton armé et 0.2 pour le béton précontraint

✓ Détermination de a et b :

a : petite portée $l_x = 0.7$ m. ; b: grandes portée $l_y = 32$ m.

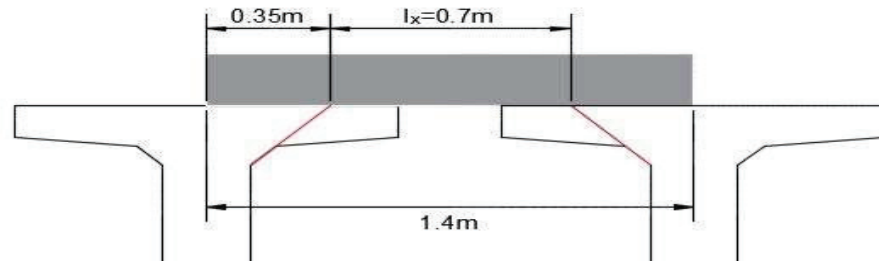


Figure XI. 2. la petite portée l_x .

$$\rho = \frac{0.7}{32} = 0,022 \quad (\text{Le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée } l_x)$$

$$\rho' = \frac{32}{0.7} = 45,71 \quad (\text{le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée}).$$

❖ **Charges permanentes :**

$$\text{Poids propre du hourdis : } 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre du revêtement : } 0,08 \times 24 = 1,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids total : } p = (5 + 1,92) \times 32 \times 0,7 = 155 \text{ KN}$$

❖ **Moment longitudinal :**

$$\rho = 0,022 \Rightarrow M_1 = 0,00275$$

$$\rho' = 45,71 \Rightarrow M_2 = 0,005$$

$$M_b = (0,005 + 0,15 \times 0,00275)155 = 0,839 \text{ KN.ml}$$

❖ **Moment transversal :**

$$M_a = (0,00275 + 0,15 \times 0,005)155 = 0,5425 \text{ KN.ml}$$

XI.3. Moments dus aux la surcharge A(l)

$$A(l)_{\text{max}} = 10.48 \text{ t/m}^2$$

$$P = 10,48 \times 0,7 \times 32 = 234,75 \text{ KN}$$

❖ **Moment longitudinal :**

$$M_b = (0,005 + 0,15 \times 0,00275)234,75 = 1,27 \text{ KN.ml}$$

❖ **Moment transversal :**

$$M_a = (0,00275 + 0,15 \times 0,005)234,75 = 0,821 \text{ KN.ml}$$

XI.4. Moments dus aux surcharges B_c :

❖ Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.21} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8,4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{488,275}{600}} = 1,21$$

➤ L = inf. [sup (entre axe des poutres de rive, longueur roulable) ; portée de la poutre]

L = inf. [sup (8,4, 7) ; 32] d'où : L = 8,4m.

➤ G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté L = 8,4 m

- Dalle : $0.2 \times 8,4^2 \times 25 = 352,8 \text{KN}$
- Revêtement : $0.08 \times 8,4^2 \times 24 = 135,475 \text{KN}$

G = 488,275KN S : Charge maximale B_c sur le carrée = 600 KN.

❖ Coefficient de pondération des surcharges : 1.1

❖ Moment longitudinal :

On utilise l'abaque de SETRA (bulletin technique N°1, calcul des hourdis de ponts) voir l'annexe C.11, notre dalle est supposée simplement appuie sur les quatre cotés.

❖ Calcul de E : la hauteur de répartition :

$$E = (\text{épaisseur de la chaussée} \times \frac{3}{4}) + (\text{épaisseur de la dalle} \times \frac{1}{2}) = 16 \text{cm}$$

Ces abaques sont fonction de (E, b et a), pour notre cas :

a = 0,7 m ; b = 32m infini ; E = 0.16 cm

a = 0,7m ne figure pas dans les abaques on prend a = 2 m.

De l'abaque N°25 M_b = 1220 kg.ml = 12,2 KN.ml

Après majoration : M'_b = 12,2 × 1.1 × 1.21 = 16,24 kN.ml

❖ Moment transversal :

De la même façon on tire le moment transversal de l'abaque N°9 , (voir l'annexe C.11)

Ma = 2480 kg.ml = 24,80 KN.ml

Après la majoration : M'a = 24,80 × 1.1 × 1.21 = 33KN.ml

XI.5. Moment due à la surcharge B_t :

$$G = 488,275 \text{KN} \quad S : 160 \text{KN.} \quad \delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8,4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{488,275}{160}} = 1,2$$

❖ Moment longitudinal :

De l'abaque N°15 (voir l'annexe C.11) (b=32m, a=2m, E=0.185m)

M_b = 1080 kg.m/ml = 10,80 kN.ml

Après la majoration : M'b = 10,80 × 1,2 × 1.2 = 15,57 kN.ml/ml

❖ Moment transversal :

De l'abaque N°10 on tire Ma = 2280 kg. ml = 22,8 kN.ml/ml

Après la majoration : $M'a = 22,8 \times 1,2 \times 1,2 = 33,83 \text{KN.ml/ml}$

XI.6. Moment due à la surcharge Mc120 :

$$G = 488,275 \text{ KN} \quad S \text{ surcharges max} = 385 \text{ KN} \quad \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 8,4} + \frac{0,6}{1+4 \frac{488,275}{385}} = 1,24$$

On utilise l'abaque de PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque de dimension ($\mu \times v$)

$$\mu = a + 2E = 0,7 + 2 \times 0,16 = 1,02 \text{ m}$$

$$v = b + 2E = 32 + 2 \times 0,16 = 32,32 \text{ m}$$

$$\frac{\mu}{a} = \frac{1,02}{0,7} = 1,46 \quad \frac{\vartheta}{b} = \frac{32,32}{32} = 1,01 \quad \frac{\vartheta}{a} = \frac{32}{1,02} = 31,68 \quad \rho = \frac{0,7}{32} = 0,02$$

❖ Moment longitudinal :

$$M_b = (0,001 + 0,15 \times 0,025)385 = 1,83 \text{KN.ml}$$

$$M'_b = 1,83 \times 1,24 = 2,27 \text{KN.ml}$$

❖ Moment transversal :

$$M_a = (0,025 + 0,15 \times 0,001)385 = 9,68 \text{KN.ml}$$

$$M'_a = 9,68 \times 1,24 = 12 \text{KN.ml}$$

XI.7. Moment due à la surcharge D240 :

On utilise l'abaque de PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque de dimension ($\mu \times v$)

$$\mu = a + 2E = 0,7 + 2 \times 0,16 = 1,02 \text{ m}$$

$$v = b + 2E = 32 + 2 \times 0,16 = 32,32 \text{ m}$$

$$\frac{\mu}{a} = \frac{1,02}{0,7} = 1,46 ; \frac{\vartheta}{b} = \frac{32,32}{32} = 1,01 ; \frac{\vartheta}{a} = \frac{32}{1,02} = 31,68 \quad ; \quad \rho = \frac{0,7}{32} = 0,02$$

❖ Moment longitudinal :

$$M_b = (0,001 + 0,15 \times 0,025)525 = 2,49 \text{KN.ml}$$

❖ Moment transversal :

$$M_a = 0,025 + 0,15 \times 0,001525 = 13,20 \text{KN.ml}$$

Tableau XI. 1. les valeurs des moments

	M _b			M _a		
	Global	Sur travée	Sur appui	Global	Sur travée	Sur appui
C.Permanant	0,839	0,671	-0,42	0,542	0,4117	-0,257
A(l)	1,27	1,016	-0,635	0,821	0,657	-0,411
B _c	16,24	12,99	-8,11	33,0125	27,104	-16,94
B _t	15,55	12,44	-7,775	32,8375	26,27	-16,41
M _{c120}	2,27	1,816	-1,135	12	9,6	-6
D ₂₄₀	2,46	1,99	-1,25	13,2	10,56	-6,6

Tableau XI. 2.les combinaisons des charges

Combinaison de charge		M _b		M _a	
		Sur travée	Sur appui	Sur travée	Sur appui
ELS	G+1.2A(L)	1,8902	-1,182	1,2001	-0,7502
	G+1.2B _c	16,259	-10,152	32,9365	-20,585
	G+1.2B _t	15,599	-9,75	31,9357	-19,959
	G+M _{c120}	2,487	-1,555	10,0117	-6,257
	G+D ₂₄₀	2,661	-1,67	10,9717	-6,857
ELU	1.35G+1.6A(L)	2,53145	-1,583	1,606995	-1,004
	1.35G+1.6B _c	21,6898	-13,543	43,9222	-27,450
	1.35G+1.6B _t	20,8098	-13,007	42,5878	-26,616
	1.35G+1.35M _{c120}	3,35745	-	13,5158	-8,446
	1.35G+1.35D ₂₄₀	3,59235	2,09925	14,8118	-9,256

XI.8. FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS :

Le Ferrailage se fait en flexion simple
 Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU

C= 3cm.

d=17 cm ; b = 100 cm.

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

On a $\mu < 0,186$ donc nous somme dans le domaine 1

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{t2}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Tableau XI. 3.les valeurs de ferrailage

	Les armatures longitudinales		Les armatures transversales	
	Nappe inférieur	Nappe supérieur	Nappe inférieur	Nappe supérieur
Les moments ultimes (KN.ml/ml)	21,69	13,54	43,922	27,45
f_{bu} (MPa)	19,83	19,83	19,83	19,83
μ	0,038	0,0236	0,0766	0,048
α	0,048	0,029	0,0999	0,062
z	0,167	0,168	0,163	0,166
σ_s (MPa)	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	3,7	2,32	7,74	4,75
A_s (cm ² /ml) adoptée	5,65(5HA12)	5,65(5HA12)	7,92 (7HA12)	7,92(7HA12)
L'espacement (cm)	23,5	23,5	16	16
C.N.F ($A_s \geq A_{min}$)	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

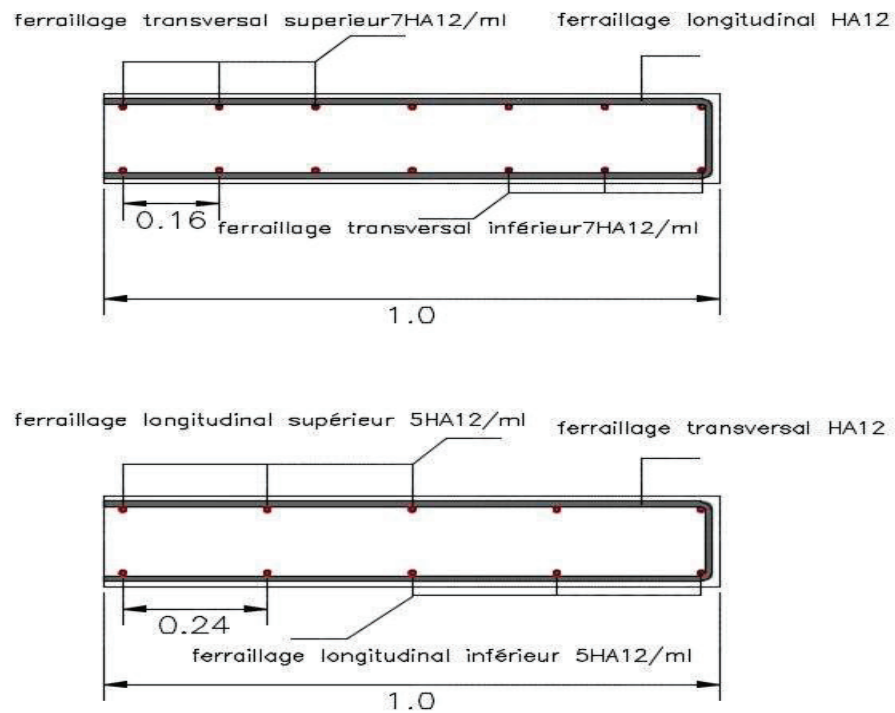


Figure XI. 3.ferrailage de l'hourdis

CHAPITRE XII

CALCUL DES DEFORMATIONS

ENSTP 2018 /2019

XII.1. INTRODUCTION

Sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, une poutre se déforme, il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement du joint de chaussée et d'appareils d'appui, En outre on doit vérifier que ces déformations restent inférieures une valeur limite admissibles.

XII.2. CALCUL DES FLECHES

a. Flèche due au poids propre : $f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times I \times E_V}$

$L = 33 \text{ m}$; $G = 21.15 \text{ t/ml}$ poids propre du (poutre + hourdis)

I : moment d'inertie de la section équivalente (poutre + hourdis) = 0,227111 m⁴

$E_V = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{35} = 11\,993,91 \text{ MPa}$

$f_G = \frac{5 \times 0.2115 \times 33^4}{384 \times 0.227111 \times 11993.91} = 0.1238 \text{ m} = 12.38 \text{ cm}$

b. Flèche due à la précontrainte : $f_p = \frac{-5 \mu \times L^4}{384 \times E_V \times I}$

$\mu = \frac{P}{r}$; $r = \frac{L^2}{8f}$; $f = 0.86 \text{ m}$

Sachant que :

μ : action radiale due à la courbure ; r : rayon de la courbure

Donc : $f_p = \frac{-5 (0.0344) \cdot 33^4}{384 \times 0.227111 \times 11993.91} = -20 \text{ cm}$

c. Flèche due à la surcharge D240 : $f_q = \frac{-5 q \times L^4}{384 \times E_V \times I}$

Avec : $M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 1.95 \text{ MN.m}$

Donc : $q = 8 \frac{M_{\max}}{l^2} = 8 \frac{1.95}{33^2} = 0.014 \text{ MN/ml} \Rightarrow f_p = \frac{5 (0.014) \cdot 33^4}{384 \times 0.227111 \times 11993.91} = 8.36 \text{ cm}$

d. Flèche due à la construction : $f_c = \frac{3}{4} (f_p + f_g) = -5.86 \text{ cm}$

e. Flèches totales en service

- En service à vide : $f = f_G + f_p + f_c = -13.66 \text{ cm} < f_{\text{adm}}$
- En service en charge :

$$f = f_p + f_c + f_{D240} = -5.3 \text{ cm} < f_{\text{adm}}$$

Avec : $f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = 6.6 \text{ cm}$

XII.3. CALCUL DES ROTATIONS

a. Rotation due au poids propre

$$\theta_G = \frac{G.L^3}{24.I_{eq}.E_V} \Rightarrow \theta_G = \frac{2.215 \times 33^3}{24 \times 0,227111 \times 11993.91} = 3.64 * 10^{-4} \text{rd}$$

b. Rotation due à la précontrainte

A cause de la symétrie de diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre, donc la formule sera donnée par : $\theta_p = \frac{1}{2 I_{eq} \times E_V} \int_0^l M \, dx$

Diagramme simplifié du moment de la précontrainte : On a $M = N \cdot e$

Tel que :

N : Effort de la précontrainte

e : Excentricité de câble par rapport au centre d'ancrage

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$N_i = \sum P_i \times \cos \alpha_i \Rightarrow P_i = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{tot}) \cdot A_p$$

Tableau XII. 1. les valeurs des moments

x (m)	0,00	8,25	16,50
Pi (MN)	2,13	2,14	2,15
α_i (°)	6,71	3,45	0,00
$\cos \alpha_i$	0,91	0,95	1,00
Ni (MN)	1,94	2,04	2,15
ei (m)	-0,12	0,79	1,04
Mpi (MN.m)	-0,22	1,62	2,23

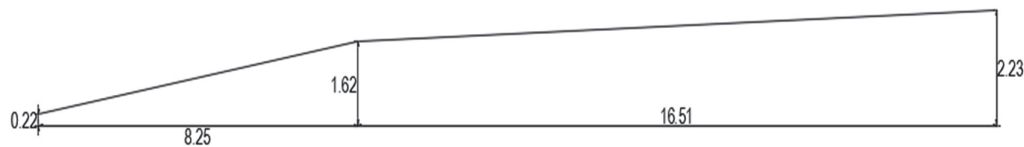


Figure XII. 1. Diagramme de moment - position

Calcul de moment statique m_x :

$$S = 39.31 \text{ MN.m} \quad \text{et } X_{Ig} = 14.67 \text{ m} \Leftrightarrow m_x = s \times X_{Ig} = 39.31 \times 14.67 = 576.5 \text{ MN.m}^2$$

$$\theta_p = - \frac{576.5}{2 \times 0,227111 \times 11993.91} = - 0.109 \text{ rd}$$

c. Rotation due à la surcharge D240 : $\theta_q = \frac{q \times \alpha \times (3L^2 - \alpha^2)}{48 \cdot I_{eq} \cdot E_v}$

α : la longueur de la surcharge D240 = 18.6 m

q : la surcharge répartie /ml = 12.9 t/ml

Donc : $\theta_q = 0.055 \text{ rd}$

Rotation totale

Service à vide : $\theta = \theta_G + \theta_P = -1.09 \times 10^{-1} \text{ rd}$

Service en charge : $\theta = \theta_G + \theta_P + \theta_q = -5.35 \times 10^{-2} \text{ rd}$

XII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS

a. Déplacement due à une rotation d'appui

$$\Delta\theta = \theta \times \frac{h}{2} = \sin(-0,053) \times 1.7/2 = -45,5 \text{ mm}$$

b. Déplacement due au retrait

$$\Delta_{ret} = \frac{L}{2} \times \varepsilon_r = 3.3 \text{ mm} ; \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

c. Déplacement due au fluage

$$\Delta_f = \frac{L}{3} \times \frac{\Delta\sigma_f}{E_p} = \frac{33}{3} \times \frac{99.27}{2 \times 10^5} = 5.46 \text{ mm}$$

d. Déplacement due à la température

$$\Delta T = \frac{L}{2} \times \varepsilon_t$$

$\varepsilon_t = 3 \times 10^{-4}$ Cas pour action a courte durée

$\varepsilon_t = 2 \times 10^{-4}$ Cas pour action a longue durée

$\Delta T = 3.3 \text{ mm}$

e. Déplacement total

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} \times (\Delta_{rot} + \Delta_{ret} + \Delta_f) + \Delta T$$

Courte durée : $\Delta_{max} = -19.55 \text{ mm}$

Longue durée : $\Delta_{max} = -21.19 \text{ mm}$

CHAPITRE XIII

ETUDE DES EQUIPEMENTS

ENSTP 2018 /2019

XIII.1. INTRODUCTION

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints de chaussée. Dans cette partie nous traitons puis nous vérifions le dimensionnement.

XIII.2. APPAREILS D'APPUIS

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (**culées ou piles**). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis** » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.

Le rôle de ces appareils est de transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

Il existe essentiellement quatre (04) types d'appareils d'appui qui sont :

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

On a opté alors pour le type élastomère fretté comme 1er choix. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

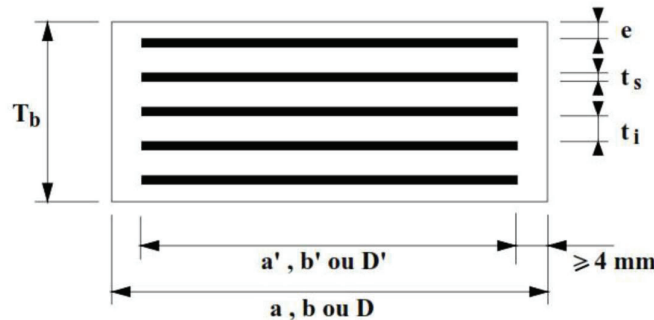


Figure XI. 1. Les dimensions de l'appareil d'appui

XIII.1. Dimensionnement des appareils d'appuis

XIII.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui

On considère la réaction maximale à l'ELS $R_{max} = 1.072 \text{ MN}$

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA.

On doit vérifier les conditions suivantes : $2 \text{ MPa} < \sigma_{max} = (R_{max} / (a b)) < 15 \text{ MPa}$

$a * b$: les dimensions de l'aire de l'appareil d'appuis

$$0.071 \text{ m}^2 < a \times b < 0.536 \text{ m}^2$$

XIII.2.1.2. Hauteur nette d'élastomère

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0.5}$

Avec : $U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f = 3,3 + 5,46 + 3,3 = 12,06 \text{ mm}$

Donc : $T \geq 12,06 / 0,5 = 24,12 \text{ mm}$ on prend $T = 60 \text{ mm}$

On prendra : $T = 60 \text{ mm}$ (constitué de 5 feuillets de 12 mm chacun).

XIII.2.1.3. Dimension en plan de l'appareil

La condition de non flambement

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

$$300 \text{ mm} \leq a \leq 600 \text{ mm}$$

on prend $\begin{cases} a = 400 \text{ mm} \\ b = 500 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow a \times b = 0,2 \text{ m}^2 \geq 0,071 \text{ m}^2$ la condition vérifiée

XIII.2.1.4. Efforts horizontaux (efforts due au freinage)

Les charges de chaussées, des systèmes A (I) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Sous la charge A (I)

L'effort de freinage correspondant à la charge A (I) est : $F_{A(I)} = A.S / (20 + 0,35\%S)$

S : surface chargée donnant l'effet le plus défavorable dans notre cas on deux voies chargées.

$$S = 198 \text{ m}^2 ; A(L) = 12,23 \text{ KN/m}^2 ; F_{A(I)} = 113,58 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } H_{ap} = \frac{F_{A(I)}}{(2 \times 7)} = 8,11 \text{ KN/appareil}$$

Sous le système Bc

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule RCPR c'est le système Bc tel que : $F_{Bc} = 300 \text{ KN}$.

$$H_{Bc} = F_{Bc} / (2 \text{ N appuis}) = 300 / (2 \times 7) = 21,43 \text{ KN/appareil}$$

XIII.2. Vérification des contraintes

XIII.2.2.1. Sollicitation due à un déplacement vertical

a. Compression

σ_m : contrainte de compression sous R_{max} .

$$R_{max} = 1,072 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{(a \times b)} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_m = \frac{1,072}{(0,4 \times 0,35)} = 5,36 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b. Cisaillement

$$\tau_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3 G \text{ avec : } G = 0,8 MPa$$

τ_N : contrainte normale de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = \frac{a \times b}{(2 t (a + b))} = (0,35 \times 0,4) / (2 \times 0,8 \times (0,35 \times 0,4)) = 10,10$$

$$D'où : \tau_N = \frac{1,5 \times 6,66}{11,66} = 0,79 MPa \leq \tau = 2,4 MPa \Rightarrow \text{vérifiée}.$$

XIII.2.2.2. Sollicitation due à un déplacement horizontal**a. Sous déplacement lent :**

$$\tau_{H1} = G U_1 / T \leq 0,5 G.$$

$$\tau_{H1} = 0,8 \times \frac{12,06}{60} = 0,17 MPa \leq 0,4 MPa \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b. Sous un effort dynamique (freinage) :

$$\tau_{H2} = \frac{H_{Bc}}{(a \times b)} \Rightarrow \frac{0,02143}{0,2} = 0,107 MPa \leq 0,5 G = 0,4 MPa \Rightarrow \text{vérifiée}$$

c. Sous un effort déformation cumulée

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7 G$.

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 0,241 + 0,5 \times 0,153 = 0,23 MPa \leq 0,56 MPa.$$

XIII.2.2.3. Sollicitation due à une rotation

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n} < 1,5 G$$

n : nombre de feuillets de l'élastomère vaut : 5

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$$\alpha_0 = 10^{-2} \text{ rad.}$$

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -1,09 \times 10^{-2} \text{ rad.}$$

$$\tau_a = 0,8 \times 400^2 (-0,09 \times 10^{-2}) / (2 \times 0,012^2 \times 5) = -0,095 MPa < 1,2 MPa$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a = 0,93 MPa \leq 5 G = 4 MPa \text{ Donc le cisaillement est bien vérifié}$$

Condition de non cheminement et non glissement

D'après le bulletin technique N°04 de SETRA les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$R_{\min} = 0.588 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = R_{\min} / (a \times b) = 2,9 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \\ H \leq f \cdot R_{\min} \Rightarrow 0,035 \leq 1,2 \end{cases} \quad \text{les deux conditions sont vérifiées}$$

f : Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + \frac{6}{\sigma_{\min}} = 0.1 + \frac{6}{4,2} = 2,14$$

H : due à la déformation lente

$$H = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T} = \frac{0,8 \times 400 \times 350 \times 12,06}{60} = 0,035 \text{ MN}$$

XIII.3. Dimensionnement des frettes

On doit vérifier la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{a \sigma_m}{\beta \sigma_e}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$ (Acier E24-1 {SETRA Bulletin technique})

$$t_s \geq \frac{0,4 \times 5,36}{10,1 \times 220} = 0.000903 \text{ m}$$

On prendra : $t_s = 2 \text{ mm}$.

Donc l'appui sera désigné par l'appellation : $n = t + t_s$ avec $t = 12 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm}$

Avec l'enrobage de 1,5 mm Donc : $H_{\text{total}} = 5 \times 15 + 3 = 78 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : $400 \times 500 \times 68$

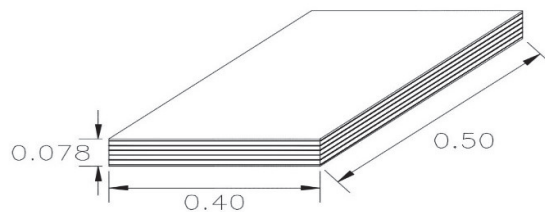


Figure XIII. 2. Caractéristiques de l'appareil d'appui

XIII.4. Dimensionnement de dé d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Les calculs effectués ci-après sont pour les dés au niveau des piles.

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

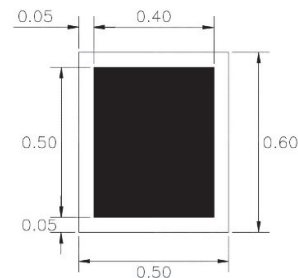


Figure XIII. 3. Dimensions de dé d'appui

$$A = 40 + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$H > a \times b / (a + b) = 50 \times 60 / (50 + 60)$$

$$H > 27 \text{ cm}$$

La hauteur H de dé d'appui est variable en fonction de leur position dans le pont , il est croissant de gauche vers la droite pour faire une pente de tablier

- **Ferraillage de dé d'appui**

- ❖ **Armature de chaînage**

$$A_c = 0,25 R_{max} / \bar{\sigma}_s \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_c = 7.70 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA16 pour $A_c = 8.04 \text{ cm}^2$

- ❖ **Armatures de profondeur**

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

$$A_p = 0.125 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 3.85 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 pour $A_p = 4.52 \text{ cm}^2$.

- ❖ **Armatures de diffusion**

- a. **Ferraillage de surface « frettes sup »**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_{fs} = 0.04 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 1.23 \text{ cm}^2.$$

On prend 2 HA10 pour $A_{fs} = 1.57 \text{ cm}^2$.

- b. **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h / 3 < Z < h$
 $h \geq 20 \text{ cm}$ D'où : $h = 20 \text{ cm}$.

$$A_{fi} = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 3.08 \text{ cm}^2.$$

On prend 4HA10 pour $A_{fi} = 3.14 \text{ cm}^2$.

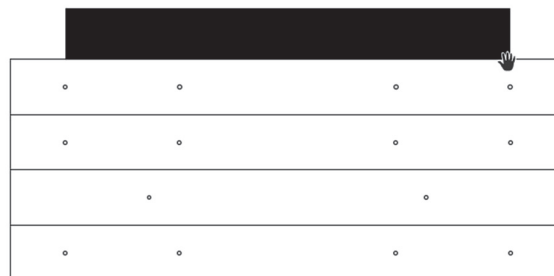


Figure XIII. 4. Ferraillage de dé d'appui

XIII.3. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. Dans la plupart des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Donner une continuité de la surface de roulement
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

✓ Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur la combinaison suivante :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ($\Delta t + \varepsilon f$) < W .

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 3.3 + 5.46 + 3.3 = 12.06 \text{ cm.}$$

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$\varepsilon f = T H / G S.$$

Avec G : module de déformation transversale. $G = 16 \text{ kg/cm}^2$

$$\varepsilon f = 0.04 \times 30 / (160 \times 0.4 \times 0.5) = 0.0375 \text{ m} = 37,5 \text{ mm}$$

$$\Delta t + \varepsilon f = 12.06 + 37,5 = 49,58 \text{ mm} < S = 60$$

✓ Conclusion

Le type de choix est choisi selon le souffle S calculé précédemment, à l'aide du Catalogue CIPEC , on choisit un joint de type $Wd60$.

CHAPITRE XIV

ETUDE DE LA PILE

ENSTP 2018 /2019

XIV.1 INTRODUCTION

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elle se compose, dans notre cas, d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de trois futs de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle superficielle, vue le rapport du sol.

XIV.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

XIV.2.1. Chevêtre :

- **Hauteur h_c**

$$h_c = 0,4(e - \Phi) \text{ à } 0,5(e - \Phi)$$

$e = 3,5\text{m}$: espacement des futs.

$\Phi = 1\text{m}$: diamètre du fut.

$$h_c = 1,5\text{m}$$

- **Longueur du chevêtre L_c**

Elle est égale à la largeur totale du tablier. $L_c = 10\text{m}$

- **Largeur du chevêtre l_c**

$$l_c = 2\text{m}$$

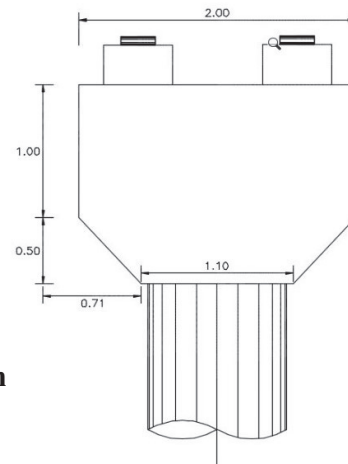


Figure XIV. 1. Pré dimensionnement du chevêtre

XIV.2.2. Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à 1,0 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau XIV. 1. hauteur des piles

Désignation	Pile01	Pile02
Côte projet (m)	999,15	999,16
Côte TN (m)	992,36	992,15
Côte de la fondation (m)	985,11	984,89
Hauteur de la pile (m)	4,87	4,87
Hauteur du Fût (m)	3,37	3,37

XIV.2.3. Semelle :

Longueur de la semelle : $L=9,6\text{m}$; Hauteur de la semelle : $h=1,8\text{m}$

Largeur de la semelle : $B = 6\text{m}$; Ancrage de la semelle : $0,5\text{m}$

Béton de propreté : $0,10\text{ m}$.

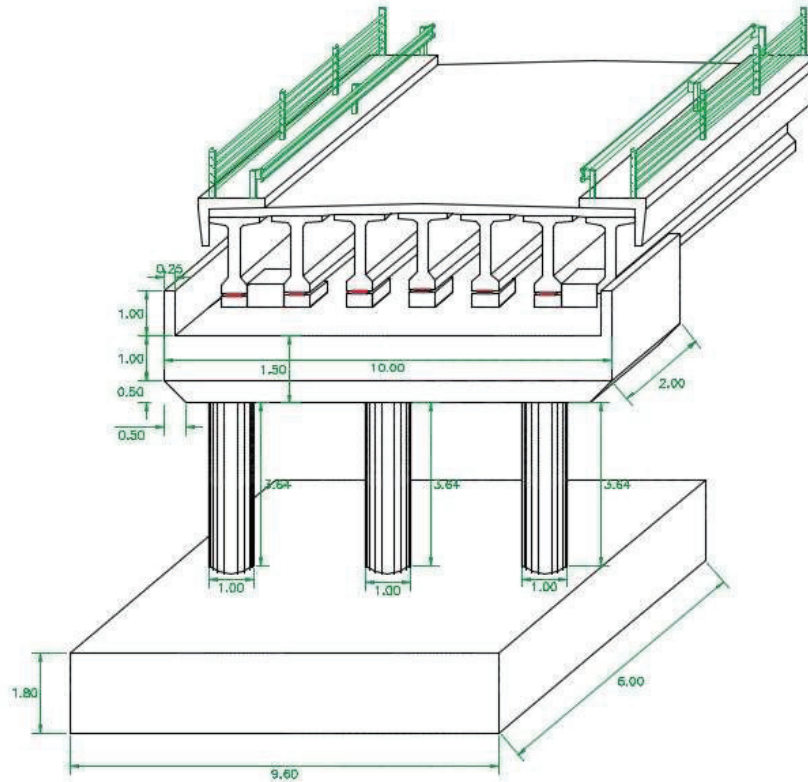


Figure XIV. 2.schéma 3D de la pile

XIV.2.4. Pieu :

On utilise des pieux de diamètre $\Phi=1,2\text{ m}$ (Fondation profonde).

XIV.3 REPARTITION DES CHARGES ET SURCHARGE SUR LA PILE :

N.B : les détails de calcule sont données en l'Annexe D.1

Les résultats pour les charges verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIV. 2.les réactions des charges

	La réaction (t)
La charge permanente	697,95
A(l)	242,16
B _c	129,97
M _{c120}	113,12
D ₂₄₀	205,12
Surcharge de trottoir S _t	9,9

La réaction la plus défavorable est celle du convoi A(l) à l'ELU : **R=1345,524t.**

N.B : pour toutes les combinaisons de charge à ELS et ELU (voir l'**Annexe D.2**)

XIV.4 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE

XIV.4.1. Le chevêtre :

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

a. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion :

- Evaluation des efforts :

- Poids de chevêtre

$$P = 2,775 \times 10 \times 2,5 = 69,375t \Rightarrow P = 69,375/10 = 6,9375 \text{ t/ml}$$

- Poids propre de tablier +surcharges

$$P1 = 1000,418/10 = 100,0418t/ml$$

$$\text{L'ELU : } P_{ELU}=143,92t/ml \quad ; \quad \text{L'ELS : } P_{ELS}=106,98t/ml.$$

- Les moments fléchissant :

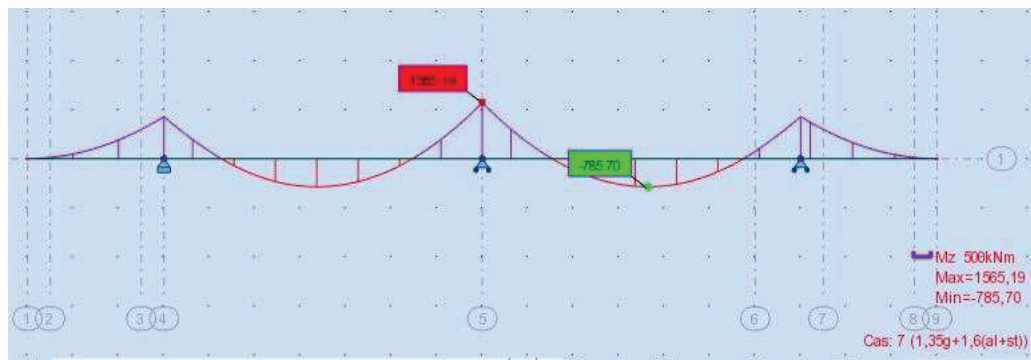


Figure XIV. 3.diagramme du moment à l'ELU

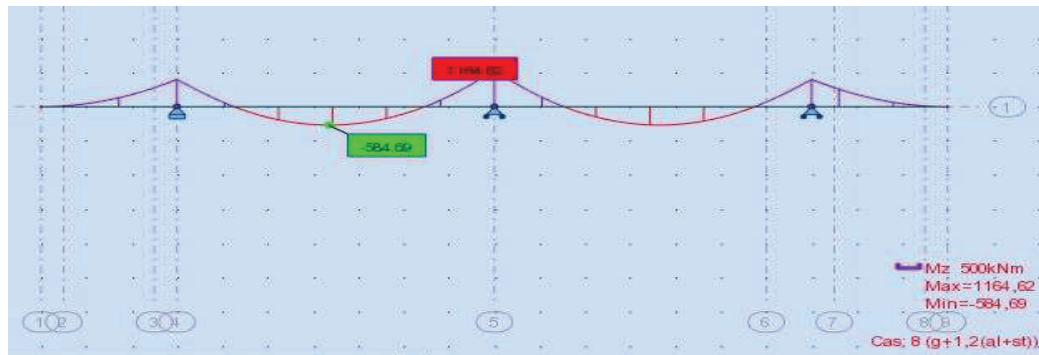


Figure XIV. 4. diagramme du moment à l'ELS

- Efforts tranchants :

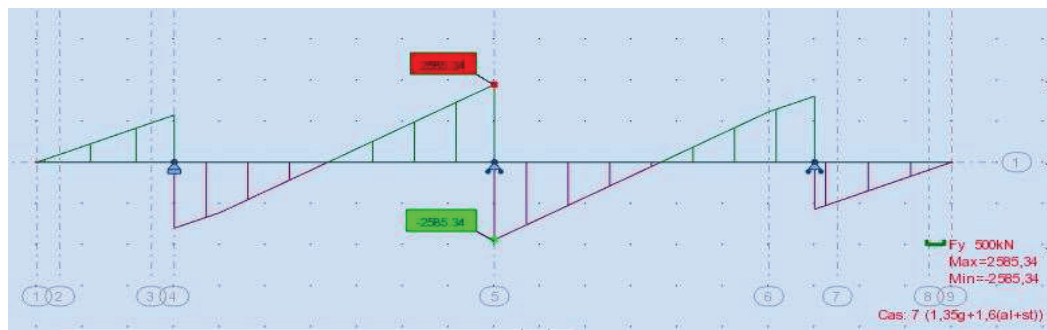


Figure XIV. 5. diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

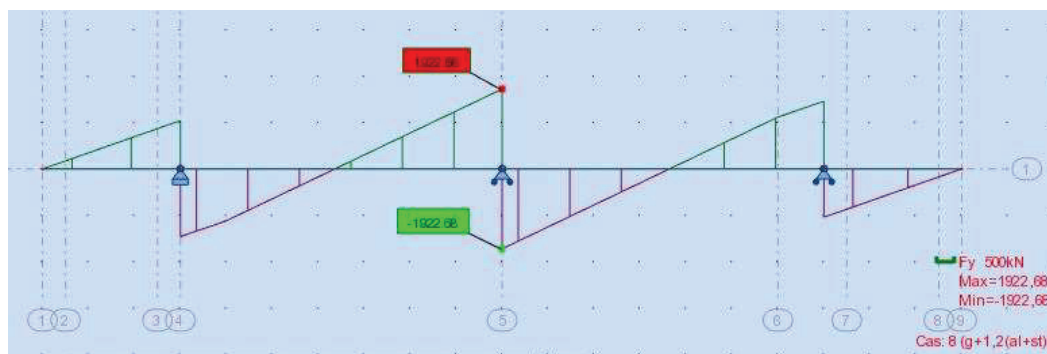


Figure XIV. 6. diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

b. Ferrailage de cheville à la flexion :

Section ($2 \times 1,5$) m.

F c28 = 35 MPa.

Acier FeE40 A (Fe = 400 MPa).

Coeff de fissuration $n = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence

Coeff. De sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$

Coeff. De sécurité du l'acier $\gamma_s = 1.15$

Coeff. De durée du chargement : $\theta = 1$

Enrobage = 0.05 m ;

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

Armatures longitudinales

Ont donné les résultats suivant : (détails **annexe D.3**)

Tableau XIV. 3.le ferrailage du chevêtre

	Armatures longitudinales	
	Sur appui	mi travée
M_{ser} (MN.m)	1,16462	0,584
A_s (cm ²)	65,93	33,06
$A_{s\ min}$ (cm ²)	55,89	
Condition de non-fragilité	Vérifiée	
L'exigence de RPOA	Vérifiée	
A_s (cm ²) adoptée	17HA20 = 53,41cm ²	9HA20 = 28,27cm ²
Espacement (cm)	12	12

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Ont donné les résultats suivants : (détails **annexe D.4**)

Tableau XIV. 4.Vérification des contraintes

	Vérification des contraintes à l' ELS	
	En travée	Sur appui
M_{ser} (MN.m)	0,584	1,142
σ_{bc} (MPa)	1,94	1,47
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	21 vérifié	21 vérifié
σ_{st} (MPa)	194,98	71,22
$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	207,8 vérifié	207,8 vérifié

- **Armatures transversales**

Soit $A_t = 4,52\ cm^2$: 2 cadres HA12 (voire les détails en l'Annexe D.5)

c. Etude du chevron à la torsion :

L'évaluation des contraintes tangentielles dues au moment de torsion :

Dans le cadre de règlements, pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième (1/6) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, et la contrainte se calcule alors comme pour les sections creuses : L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e=0.5m$.

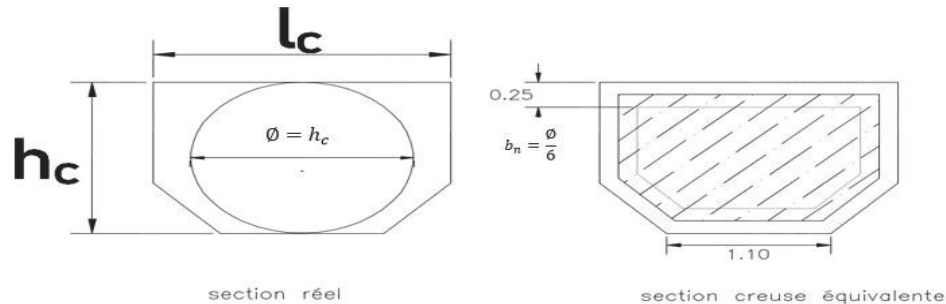


Figure XIV. 7. la section équivalente

$$\tau_b = \frac{M_t}{2\Omega b_n} \quad \text{Avec}$$

M_t : moment de torsion

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente

Ω : l'aire du contour tracé à mi épaisseur des parois avec la notation du schéma au-dessus : $\tau_b = \frac{3,6M_t}{h_c^2(l_c - \frac{h_c}{6})}$

d. Le moment de torsion

La torsion dans le chevron est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ($e = 5cm$).

- Moment de torsion du au poids propre

On considère le cas où l'ouvrage est en construction ou une seule travée repose sur le chevron.

$$M_t = R \times e$$

N.B : Pour plus de détails de calculs des moments de torsion et les combinaisons (voir l'annexe D.6 et l'annexe D.7)

Le moment la plus défavorable est celle du convoi D₂₄₀ à l'ELU : $M_{tu}=385, 52t.m$

- Armatures longitudinales :

La section d'armature longitudinale est définie par : $A_s^{long} = \frac{2,4M_t}{h_c \times \sigma_s} \times \left(\frac{3l_c + 2h_c}{6l_c - h_c} \right)$

Avec

h_c : la hauteur du chevêtre

l_c : la largeur du chevêtre

$\bar{\sigma}_s$: contrainte de traction admissible des aciers.

A.N : $A_s^{long} = 15,192 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ HA}16$ répartie sur tout le périmètre

- **Armatures transversales :**

La section d'armature longitudinale est définie par

$$\frac{A_s^{tran}}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\bar{\sigma}_s} \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{A.N : } A_s^{tran} = \frac{M_t \times S_t}{2\Omega\bar{\sigma}_s} = 0,597 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_s^{tran} + A_t = 4,59 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA } 14$$

Il faut prévoir des cadres de HA14 avec $S_t = 15 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

- **Vérification des contraintes :**

Justification du béton :

$$\tau_b^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \text{ Avec :}$$

τ_b : Contrainte de cisaillement due à la torsion

τ_u : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,957 \text{ MPa} ; \tau_b = \frac{3,6 M_t}{h_c^2 (l_c - \frac{h_c}{6})} = 0,352 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$0,718^2 + 0,352^2 \leq 3,5^2 \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

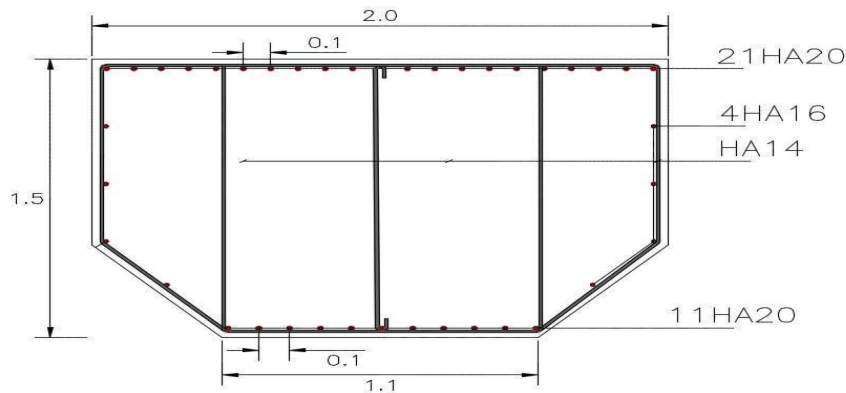


Figure XIV. 8. Plan de ferrailage du chevêtre

XIV.4.2. Les fûts :

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Les fûts sont encastrés dans la semelle et le chevêtre, mais le chevêtre n'est pas encastré dans le tablier ; donc les fûts sont considérés comme encastré libre.

Hauteur du fut : 3,69m.

Diamètre du fut : 1m.

• Vérification de flambement du fût :

$$l_f = 0,7 \times 3,69 = 2,58m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \frac{D}{3} = \frac{1}{3} = 0,333 ; \lambda = \frac{2,58}{0,333} = 7,75$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \frac{50}{\min\left(\frac{67e_0}{\phi} ; 100\right)} ; 100 \right\} \Rightarrow \bar{\lambda} = 50 \quad e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 0,086 m$$

D'où $\lambda \leq \bar{\lambda}$ (donc pas de risque de flambement).

a. Evaluation des efforts :

Conditions normales :

Conditions sismiques : Séisme vertical = 0.07 G ; Séisme horizontale = 0.1 G

(Voir les détails de calcul en l'annexe D.8)

• Le moment due l'excentricité (e_0) de l'effort normale :

$$M_{e_0} = N_u \times e_0 = 131,76t.m$$

• Le déplacement de la pile :

• Rigidité de la pile :

$$K_{fut} = n \frac{3EI}{h^3} ; \quad K_{aa} = n \frac{G_{ab}}{e} ; \quad K_{pile} = 1 / \left(\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{aa}} \right)$$

E_{iv} : différé pour B_c ; E_{ij} : instantané pour séisme

Tableau XIV. 5.le moment due au déplacement de la pile

	Force de freinage B_c	Force du séisme
Rigidité (MN/m)	15,41	11,44
Effort (MN)	0,15	0,83
Déplacement de la tête de la pile (m)	0,0097	0,072
Calcul le moment induit par le déplacement ($M = N \times d$)		
Le moment (t.m)	8,07	60,1

Tableau XIV. 6. Combinaison en condition normale et sismique

Condition	Effort	N(t)	M (t.m)
Normale	ELS	1131,71	180,256
	ELU	1522,77	241,537
Sismique	ELA	934,132	286,733

Tableau XIV. 7. Combinaison en condition normale et sismique pour chaque fut

condition	Effort	N(t)	M(t.m)
normale	ELS	377,24	60,085
	ELU	507,59	80,512
sismique	ELA	311,38	95,578

b. Ferrailage du fût :

- **Armature longitudinale :**

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée. On prendra pour le ferrailage en **ELS** :

$$N = 3772,4 \text{ KN} \quad ; \quad M = 600,85 \text{ KN.m}$$

D'après robot expert : $A_s = 15,7 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times \pi \times D^2}{4 f_e} = 12,19 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **L'exigence de RPOA**

$0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$ en zone I et IIa $\Rightarrow 56,52 \leq A_s \leq 339,12$ La condition n'est pas vérifiée.

Donc on prend : $22\text{HA}20 \Rightarrow A_s = 69,12 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 6,67 \quad \text{On a un espacement minimal } \leq 15\phi_l = 15 \times 3,2 = 48 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 10$ avec un espacement de :

10cm pour la (zone de recouvrement)

20cm pour la (zone centrale).

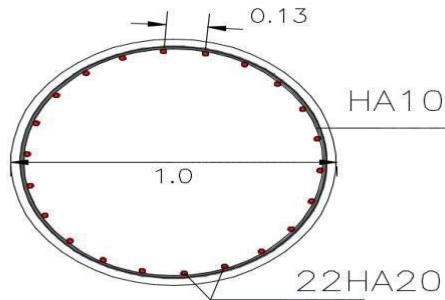


Figure XIV. 9. plan de ferrailage du fut

XIV.4.3. Les fondations

a. Evaluation des efforts : les détails de calcul sont donnés en l'Annexe D.9

Tableau XIV. 8. les combinaisons des charges pour la semelle

Condition	Effort	N(t)	M(t.m)
Normale	ELS	1412,51	127,08
	ELU	1901,85	169,44

b. Effort revenant à chaque pieu

b.1. Choix du type de pieux

On choisit des pieux forés simples en béton armé de diamètre $\varnothing = 1,2m$ et une longueur

de $l = 12m$ d'après les résultats géotechniques

b.2. Détermination du nombre des pieux

Le nombre de pieux est donné par : $n \geq \frac{N}{Q}$

N : l'effort normal

Q : la portance du pieu

Tableau XIV. 9. calcul du nombre des pieux nécessaires

Condition	Effort	N(t)	Q	n	n adoptée
Normale	ELS	1412,51	239,8	5,89	6 pieux
	ELU	1901,85	468,2	4,06	

b.3. Evaluation de l'effort normal dans le pieu

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identique

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par

$$R_P = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \mp \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Tableau XIV. 10.calcul des réactions revenant à chaque pieux

Condition	Effort	N(t)	M (t.m)	n adopte	R _{max} (t)	R _{min} (t)
Normale	ELS	1412,51	127,08	6	257,62	213,215
	ELU	1901,85	169,44	6	360,32	273,62

• Vérification

Pour la vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux on vérifie les deux conditions suivantes,

$$N_{max} < \text{pieu (pas de poinçonnement)} \Rightarrow 360,32 < 468,2 \text{ t condition vérifiée}$$

$$N_{min} > 0 (\text{pas de soulèvement}) \Rightarrow 213,215 > 0 \text{ condition vérifiée}$$

c. Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles, tel que cette Méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \\ 0,5(a' - \frac{a}{2}) \leq d \leq 0,7(a' - \frac{a}{2}) \end{array} \right.$$

d : Hauteur utile de la semelle : $0,9 \times 1,8 = 1,62 \text{ m}$

a : épaisseur de fut : 1 m

a' : entraxe des pieux, a'=3.6 m.

N : effort normale ultime à chaque fut vaut 633,95 t

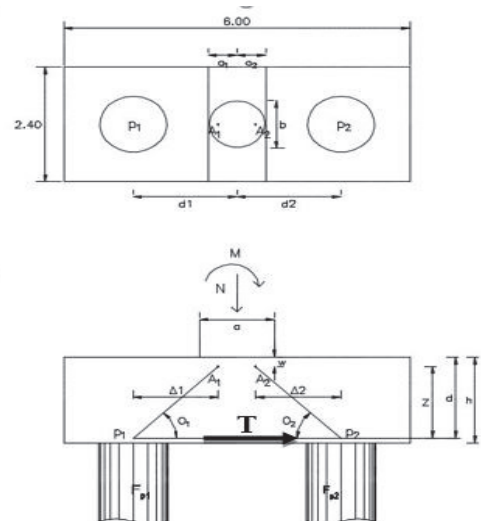


Figure XIV. 10. Les bielles dans la semelle

M : moment ultime à chaque fut vaut 56, 48t.m

$$\tan \theta = \frac{d}{\left(\frac{a'}{2} - \frac{a}{4}\right)} = 1,04 \Rightarrow \theta = 46,26^\circ \geq 45^\circ \text{ vérifié}$$

$$0,5 \left(3,6 - \frac{1}{2}\right) \leq 1,62 \leq 0,7 \left(3,6 - \frac{1}{2}\right) \Rightarrow 1,55 \leq 1,62 \leq 2,17 \text{ vérifié}$$

- L'effort dans les pieux**

$$\begin{cases} F_{p1} = \frac{N}{2} - \frac{M}{a'} = 301,28t \\ F_{p2} = \frac{N}{2} + \frac{M}{a'} = 332,66t \end{cases}$$

$$a_1 = 0,5aF_{p2}/(F_{p2} + F_{p1}) = 0,262m$$

$$a_2 = 0,5aF_{p1}/(F_{p2} + F_{p1}) = 0,237m$$

$$d_1 = d_2 = a'/2 = 1,8m$$

$$\Delta_1 = d_1 - a_1 = 1,538m$$

$$\Delta_2 = d_2 - a_2 = 1,563m$$

$$\text{Bras de levier } z = 1,3 \max[\Delta_1; \Delta_2] = 2,032m$$

$$\tan \theta_1 = z/\Delta_1 = 1,32; \tan \theta_2 = z/\Delta_2 = 1,3$$

- L'effort de traction dans le tirant vaut alors**

$$T = \max[F_{p1} \cot \theta_1; F_{p2} \cot \theta_2] = 255,89t$$

- Vérification de la contrainte de compression de la bielle**

Au droit du poteau (mur) :

$$\sigma_{bm} = 0,5 \max \left[\frac{F_{p1}}{(a_1 b \sin \theta_1^2)}; \frac{F_{p2}}{(a_2 b \sin \theta_2^2)} \right] = 11,17 MPa \text{ doit être inférieur à } \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 14,4 MPa \text{ OK}$$

Au droit du pieu :

$$\sigma_{bf} = \frac{4}{\pi} \max \left[\frac{F_{p1}}{(D^2 \sin \theta_1^2)}; \frac{F_{p2}}{(D^2 \sin \theta_2^2)} \right] = 4,68 MPa \text{ doit être inférieur à } \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 14,4 MPa \text{ OK}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{F_{pmax}}{(Bd)} = 0,85 MPa \quad \text{Doit être inférieur à } \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,6 MPa$$

OK

- Armatures transversales**

$$\text{la section d'acier inférieur vaut : } A_s = T/\sigma_s = \frac{3,03}{400/1,15} = 73,56 cm^2$$

$$A = \frac{A_s}{B} = \frac{73,82}{2,4} = 30,75 cm^2/ml \text{ on prend } 7HA25/ml \text{ avec } St = 15 cm$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} B d}{f_e} = 49,6 \text{ cm}^2 \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **L'exigence de RPOA**

$0,15\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 1,5\%$ en zone I et IIa $\Rightarrow 64,8 \leq A_s \leq 648$ La condition est vérifiée.

La section d'acier supérieur :

Les armatures sur la face comprimée valent pourcentage minimum $\frac{A_s}{B} \geq 0,1\%$ d'après RPOA

$$A_s \geq 43,2 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 7\text{HA}20/\text{ml} \text{ avec } St = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales**

Les armatures inférieures

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} B D}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,2 \times 6 \times 0,9 \times 1,8}{400} = 124,075 \text{ cm}^2$$

on prend 40HA20 répartie sur toute la largeur de semelle avec $St = 15 \text{ cm}$

Les armatures supérieures :

Les armatures sur la face comprimée vaut pourcentage minimum $\frac{A_s}{B} \geq 0,1\%$ exigée par RPOA : $A_s \geq 43,2 \text{ cm}^2$
on prend 35HA20 répartie sur toute la largeur de semelle avec $St = 17 \text{ cm}$

Armatures latérales :

$$A_s^{\text{late}} = \frac{A_s}{10} = 7,382 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA}12 \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

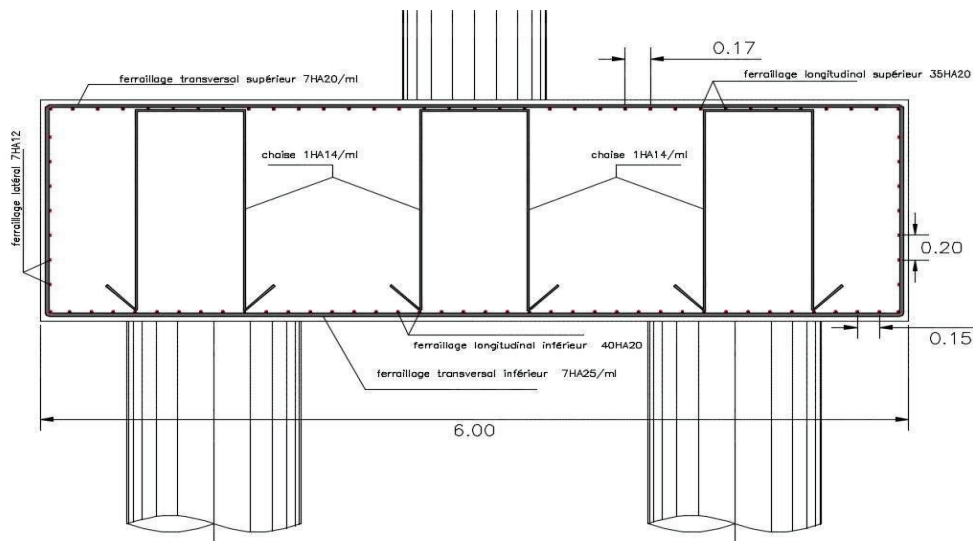


Figure XIV. 11.ferraillage de la semelle

CHAPITRE XV

ETUDE DE LA CULÉE

ENSTP 2018 /2019

XV.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblais).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobante :

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

XV.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

a) Mur de garde grève :

La hauteur H :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur des d'appui}$
 $H = 2,2 \text{ m}$.

L'épaisseur e : $e = \text{Max} (0,3 \text{ m} ; H/8) = 30 \text{ cm}$.

b) le mur frontal :

Hauteur de mur $h = 4,92 \text{ m}$; L'épaisseur $e = 1,3 \text{ m}$.

c) dalle de transition :

Longueur L : $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{max} (3 \text{ m}, 0,6H)] \Rightarrow H = 7,12 \Rightarrow L = 4,2 \text{ m}$ on prend $L = 4,5$

En générale : l'épaisseur de la dalle est : 30cm avec une pente : 10% vers l'appui élastique.

d) murs en retours :

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45cm. on prend $e = 35 \text{ cm}$. Longueur $L = 6,15 \text{ m}$.

e) le corbeau :

- Hauteur : $h_1 = 1,25$.
- Hauteur : $h_2 = 1,5 \text{ m}$.
- Epaisseur : 30cm



XV.3.1. Le mur garde grève :

- ✓ Poussée de terres.
- ✓ Poussée la surcharge de remblai.
- ✓ Effort de freinage.

1) Poussée des terres :

$P = 0.5 \cdot K \cdot \gamma \cdot H^2 L$; $K = 0.33$; $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$; $H = 2,2 \text{ m}$; $L =$
n.

$$P = 1,44 \text{ t/ml} \Rightarrow M_p = 1,05 \text{ t. m/ml} \begin{cases} M_p(\text{ELU}) = 1,42 \text{ t. m/ml} \\ M_p(\text{ELS}) = 1,05 \text{ t. m/ml.} \end{cases}$$

2) Force de freinage Bc : $M_f = \frac{2\mu \times p \times h}{0,25+}$

$$M_{fu} = \left(\frac{2\mu \times p \times h}{0,25 + 2h} \right) / 9 = 1,01 \text{ t.m/ml. } M_{fser} = \frac{2\mu \times p \times h}{0,25 + 2h} = 0,76 \text{ t.m/ml}$$

3) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève, les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75\text{m}^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx.$$

Avec :

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \mu.$$

$\delta = 1,08$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\mu =$ coefficient de pondération. $\mu = 1.2$ à l'E.L.S ; $\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$b_c = 1,1$ pour deux voies chargées.

$$K_a = 0,33 \Rightarrow K_{ser} = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,47 \text{ et } K_u = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,63 =$$

Tableau XV. 1. Les valeurs de M/K données par SETRA PP73

H	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$\frac{M}{K}$	2.23	3.41	4.41	6.11	7.45	8.50	9.49

$$M_p/K = 7,89 \text{ t.ml} \Rightarrow M_p (\text{ELU}) = 4,95 \text{ t.m/ml} \quad \text{et} \quad M_p (\text{ELS}) = 3,71 \text{ t.m/ml}.$$



Figure XV. 2. la poussée de surcharge

4) Combinaison d'action :

$$M_u = 1.35MG + 1.6MQ = 7,38 \text{ t.m/ml. et } M_{ser} = MG + 1.2MQ = 5,52 \text{ t.m/ml}.$$

5) Le ferrailage :

• Le ferrailage vertical :

Le ferrailage se fait en flexion simple à ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire à l'aide d'un logiciel (robot expert) :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; b_0 = 1 \text{ m} ; h = 0.3 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; M$$

$$ELs = 55,2 \text{ KN.m/ml}$$

$$A_s = 10,7 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 7\text{HA}14/\text{ml} ; A_s = 10,78 \text{ cm}^2, S_t = 15 \text{ cm cote de remblai}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

Pour des raisons constructives on prend $A's = A_s / 3 = 3,6 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12/\text{ml} \quad S_t = 33 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage horizontal :**

$$A = A_s / 3 = 3,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5\text{HA}12/\text{ml} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 \text{ Avec } (A_s : \text{section des}$$

armatures tendues). Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

En fissuration préjudiciable :

Coefficient de sécurité : 1,00 et La position de l'axe neutre : $y = 7,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 6,5 \text{ (MPa)} \leq 0,6 f_{c28} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue : $\overline{\sigma}_s = 228,6 \text{ (MPa)} \leq \sigma_{slim} = 228,6 \text{ (MPa)}$

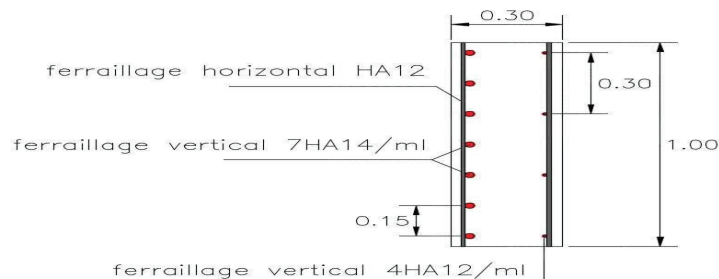


Figure XV. 3. Ferrailage de mur garde grève

XV.3.2. La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, son rôle est d'éviter le dénivèlement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Les charges sont : Poids propre et Poids de remblai et Surcharge 1 t/m^2 et Revêtement.

Évaluation des efforts :

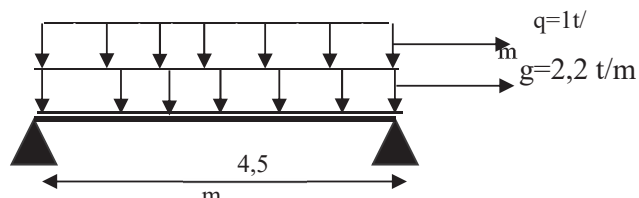


Figure XV. 4. schéma statique de la dalle de transition

Tableau XV. 2.le moments et l'effort tranchant (la dalle de transition)

Type de charge	Q (t/m)	M (t.m/ml)	T (t)
Poids propre	0,75	1,8984375	1,6875
Revêtement	0,192	0,486	0,432
Remblai	1,26	3,189375	2,835
Surcharges	1	2,53125	2,25

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 11,32 \text{ t.m /ml} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELU}} = 10,06 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = 8,61 \text{ t.m /ml} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELS}} = 7,65 \text{ t /ml.}$$

- **Ferraillage :**
- **Le ferraillage longitudinal**

Le ferraillage se fait en flexion simple a ELS par une bande de 1m linéaire :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad ; \quad b_0 = 1 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_{\text{sinf}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \times \sigma_{\text{st}}} = 24,34 \text{ cm}^2 \text{ On prend 8HA20, } S_t = 14 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

Pour des raisons constructives on prend $A'_{\text{sup}} = A_{\text{sinf}} / 3 = 8,1 \text{ cm}^2$ soit 8HA12 Avec $S_t = 14 \text{ cm}$

- **Le ferraillage transversal**

$$A_{\text{inf}} = A_s / 4 = 6,08 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 6HA12} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,19 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S**

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 207,8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I} = 4,83 < \overline{\sigma}_{\text{bc}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{st}} = n \frac{M_{\text{ser}} \cdot (d - X)}{I} = 164,4 < \overline{\sigma}_{\text{st}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

Sachant que : $A_s = 24,34 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (section sans acier comprimé).

$$X = 0,08 \text{ m}$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - X)^2 = 0,0015 \text{ m}^4$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.01006}{1 \times 0.27} = 0,037 \text{ Mpa.}$$

$$\tau'_u = \min\{4 \text{ Mpa} ; 0.1 f_{c28}\} = 3,5 \text{ Mpa. } \tau_u \geq \tau'_u \rightarrow \text{vérifiée.}$$

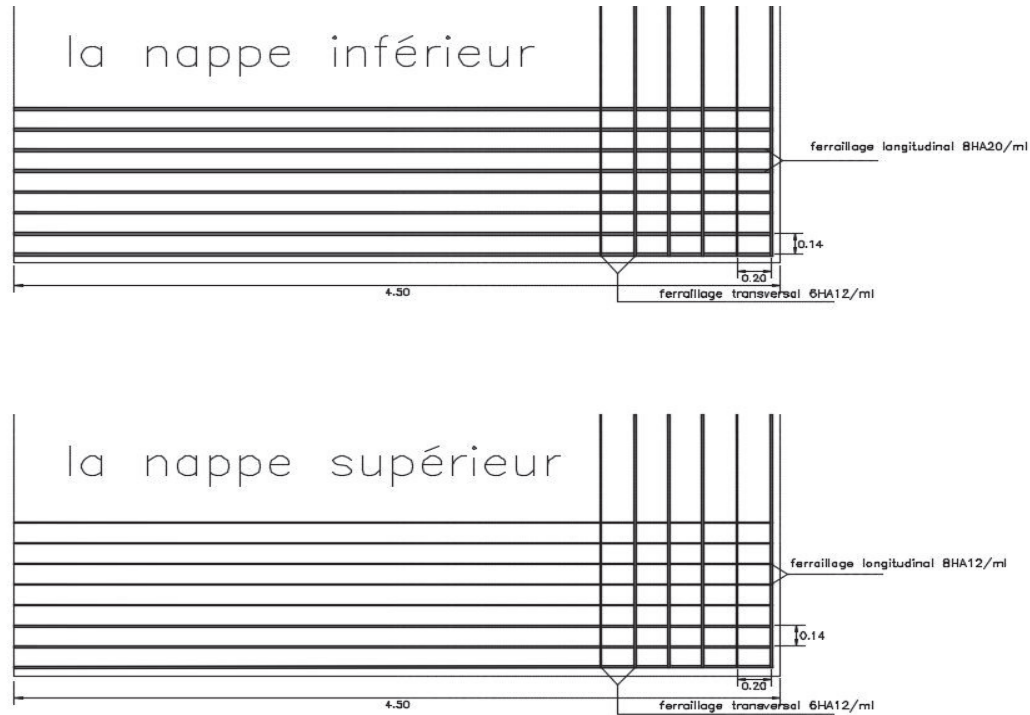


Figure XV. 5.ferrailage de dalle de transition

XV.3.3. Corbeau

- **Évaluation des charges et surcharges**

Tableau XV. 3.le moment et réaction (corbeau)

Type de charge	R (t/ml)	M(t.m/ml)
Poids propre de la DT	1,6875	0,253125
Revêtement	0,432	0,0648
Remblai	2,835	0,42525
Surcharges	2,25	0,3375
Poids propre du corbeau	1,3	0,195

Réactions : $R_{ELU} = 12,04 \text{ t/ml}$; $R_{ELS} = 8,95 \text{ t/ml}$.

Moments : $M_{ELU} = 1,81 \text{ t/ml}$; $M_{ELS} = 1,34 \text{ t/ml}$.

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait en flexion simple a ELS :

Enrobage = 5cm ; dimension (1 x 1,5) m² ; béton = 35Mpa ; acier : $f_c = 400 \text{ Mpa}$
 $A_s = 19,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Par **Robot Expert**) On prend **7HA20/ml** avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 20,95 \text{ cm}^2 \quad \text{Ce n'est pas vérifié}$$

- **Les armature de construction :**

$$A_s = A_{s \min} / 3 = 6,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 9\text{HA}10/\text{ml}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0,012}{0,9 \times 1,5 \times 1} = 0,009 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u' = \min\{4 \text{ Mpa} ; 0,1 f_{c28}\} = 3,5 \text{ Mpa.} \quad \tau_u' \geq \tau_u \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

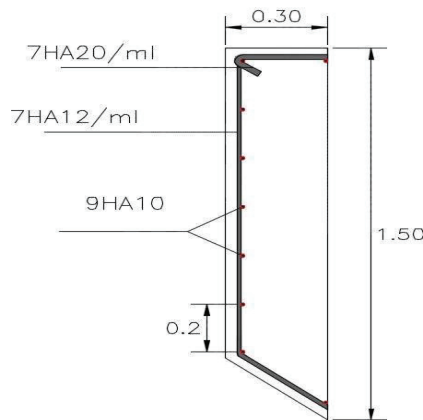


Figure XV. 6. Ferrailage de corbeau

XV.3.4. Mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Évaluation des efforts sur mur frontal

N.B : les détails de calcul sont donnés en l'annexe E.1

Tableau XV. 4.les combinaisons des charges cas normal et sismique (mur frontal)

Condition	Effort	H(t/ml)	N(t/ml)	M(t.m/ml)
Normale	ELS	18,67	88,28	33,73
	ELU	25,13	118,84	45,25
Sismique	ELA	16,21	74,01	24,41

- **Ferraillage**

- **Verticalement**

on a trouvée 14H25 avec $S_t = 15\text{cm}$

- **Horizontalement**

$$A_t = \max(A_{t1}, A_{\min}) = 2\text{cm}^2 \text{ Soit 2 cadres HA12}$$

N.B : les détails de calcul et de vérification sont donnés en l'Annexe E.2

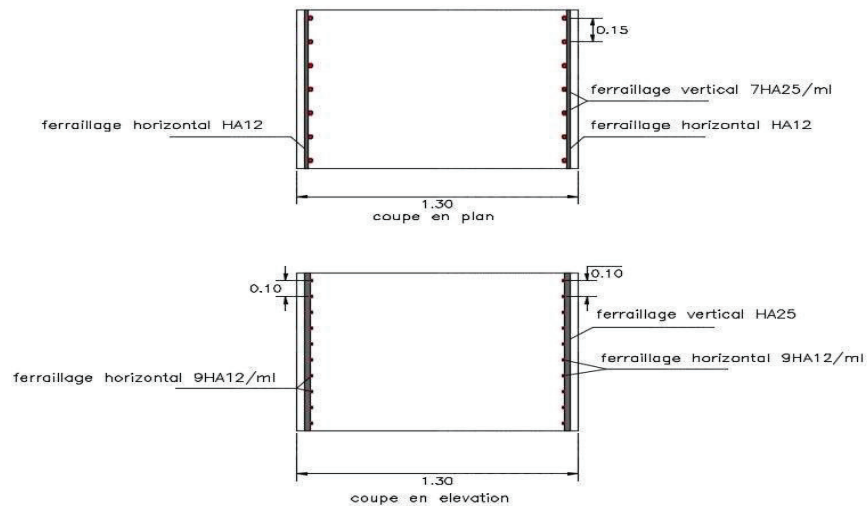


Figure XV. 7.Ferraillage du mur de front

XV.3.5. Mur en retour

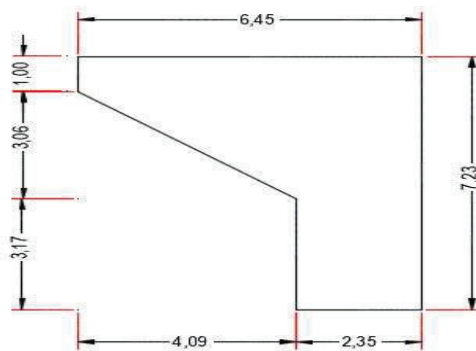


Figure XV. 8.les dimensions du mur en retour

- **Évaluation des efforts :**

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 :

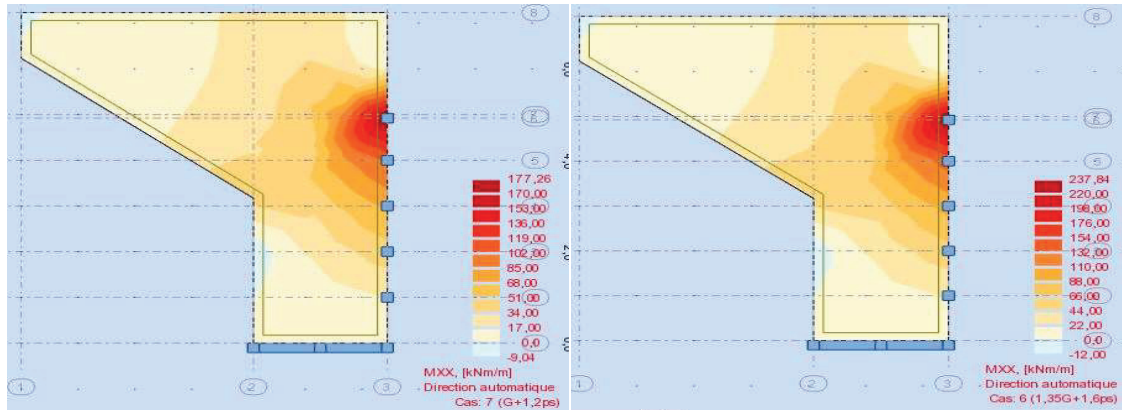
Poids propre du mur y compris la superstructure.

Les poussées des terres.

Poussée des surcharges sur remblai

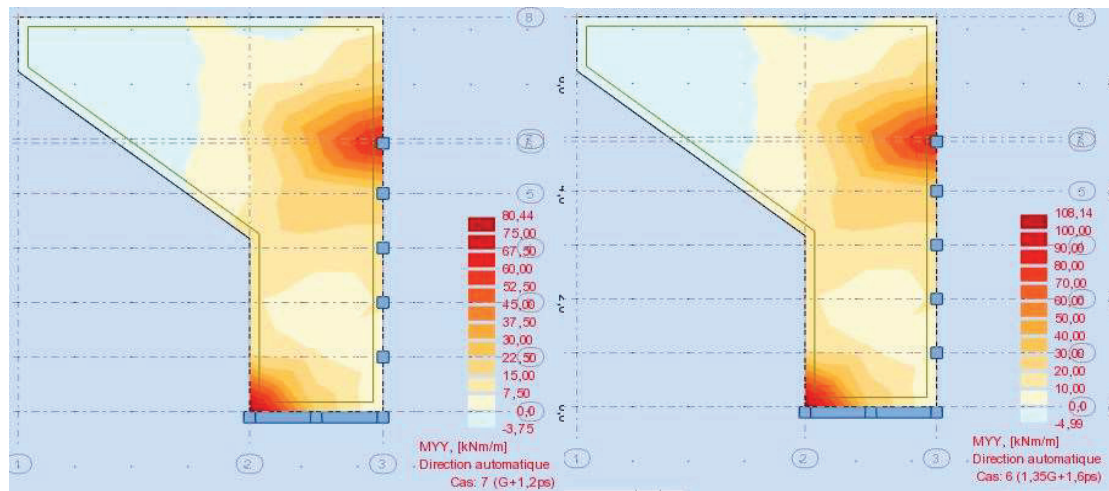
- **Le moment d encastrement par rapport le mur frontal :**

Le moment a été déterminé à l'aide d'un logiciel (robot 2018)



$$M_{ELU}^{hori} = 237,84 \text{ kN.m/ml} \quad ; \quad M_{ELS}^{hori} = 177,26 \text{ kN.m/ml}$$

- **Le moment d encastrement par rapport la semelle :**



$$M_{ELU}^{vert} = 108,14 \text{ kN.m/ml} \quad ; \quad M_{ELS}^{vert} = 80,44 \text{ kN.m/ml}$$

- **Ferrailage**
- **Horizontalement**

Le ferrailage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$A_s = 34,4 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 7HA25/ml} \quad A_s = 34,36 \text{ cm}^2, S_t = 15 \text{ cm cote de remblai}$$

- **Ferrailage vertical**

Le ferrailage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$A_s = 14,8 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 8 HA16/ml} \quad A_s = 16,08 \text{ cm}^2, S_t = 14 \text{ cm cote de remblai}$$

N.B : les détails de calcul et de vérification sont donnés en l'Annexe E.3

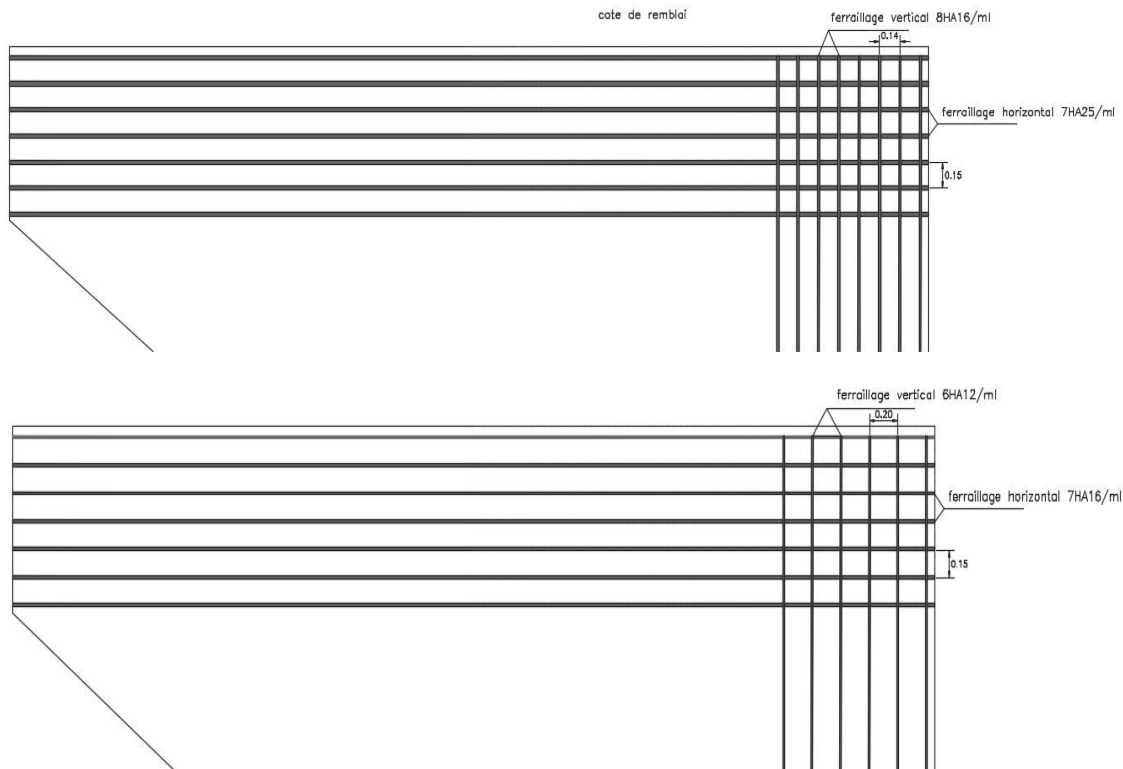


Figure XV. 9.ferrailage de mur en retour

XV.3.6. La semelle

- **Evaluation des efforts agissants sur la semelle :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle

Les détails de calcul sont donnés en l'**annexe E.4**

Tableau XV. 5.les combinaisons des charges cas normal et sismique (la semelle)

Condition	Effort	N(t)	M (t.m)
Normale	ELS	1334,1184	436,4405348
	ELU	1801,05984	587,3827219
Sismique	ELA	1218,084175	418,1348048

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Choix du type de pieux :

On choisit des pieux forés simples en béton armé de diamètre $\varnothing = 1,2\text{m}$ et une longueur

De $l = 12\text{m}$ d'après les résultats géotechniques

Détermination du nombre des pieux

Le nombre de pieux est donné par : $n \geq \frac{N}{Q}$

N : l'effort normal

Q : la portance du pieu

Tableau XV. 6.calcul nombre des pieux nécessaire

Condition \ Effort		N(t)	M (t.m)	Q(t)	n	n adoptée
Normale	ELS	1334,11	436,44	239,8	5,56	6
	ELU	1801,05	587,38	468,2	3,84	6

Évaluation de l'effort normal dans le pieu :

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identique

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par

$$R_P = \frac{N}{n} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Tableau XV. 7.la réaction max et min revenant à chaque pieux

Effort Condition		N(t)	M (t.m)	Q(t)	Nbr de pieu	R _{max} (t)	R _{min} (t)
Normale	EL S	1334,11	436,44	239,8	6	262,76	181,94
	EL U	1801,05	587,38	468,2	6	354,56	245,78

Vérification

Pour la vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux on vérifie les deux conditions suivantes,

$N_{\max} < \text{pieu (pas depoinçonnement)} \Rightarrow 354,56 < 468,2 \text{ t condition verifie}$

$N_{\min} > 0(\text{pas de soulèvement}) \Rightarrow 181,94 > 0 \text{ condition verifie}$

- **Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :**

Ferraillage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, tel que cette Méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \\ 0,5(a' - \frac{a}{2}) \leq d \leq 0,7(a' - \frac{a}{2}) \end{cases}$$

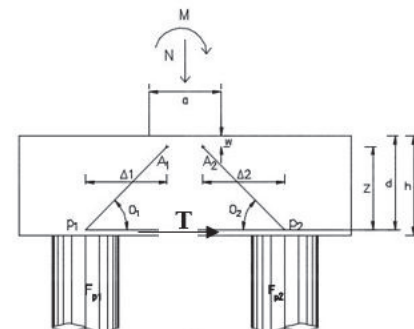
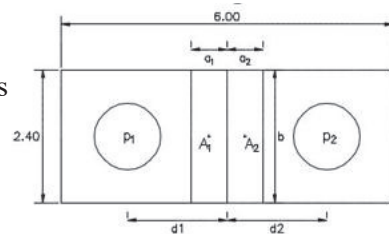
d : Hauteur utile de la semelle : $0,9 \times 1,8 = 1.62 \text{ m}$

a : épaisseur du mur: 1,3 m

a' : entraxe des pieux, $a'=3.6 \text{ m}$.

N : effort normale ultime vaut 432,252 t

M : moment ultime vaut 140, 97t.m



$$\tan \theta = \frac{d}{\left(\frac{a'}{2} - \frac{a}{4}\right)} = 1,098 \Rightarrow \theta = 47,68^\circ \geq 45^\circ \text{ vérifié}$$

$$0,5 \left(3,6 - \frac{1,3}{2} \right) \leq 1,62 \leq 0,7 \left(3,6 - \frac{1,3}{2} \right) \Rightarrow 1,48 \leq 1,62 \leq 2,065$$

• **L'effort dans les pieux :**
$$\begin{cases} F_{p1} = \frac{N}{2} - \frac{M}{a'} = 176,96t \\ F_{p2} = \frac{N}{2} + \frac{M}{a'} = 255,28t \end{cases}$$

$$a_1 = 0,5aF_{p2}/(F_{p2} + F_{p1}) = 0,383m \quad \text{et} \quad a_2 = 0,5aF_{p1}/(F_{p2} + F_{p1}) = 0,266m$$

$$d_1 = d_2 = a'/2 = 1,8m$$

$$\Delta_1 = d_1 - a_1 = 1,42m \quad \text{et} \quad \Delta_2 = d_2 - a_2 = 1,53m$$

$$\text{Bras de levier } z = 1,3 \max[\Delta_1; \Delta_2] = 1,99m$$

$$\tan \theta_1 = z/\Delta_1 = 1,4; \quad \tan \theta_2 = z/\Delta_2 = 1,3$$

L'effort de traction dans le tirant vaut alors :

$$T = \max[F_{p1} \cot \theta_1; F_{p2} \cot \theta_2] = 196,36t$$

• **Vérification de la contrainte de compression de la bielle**

- Au droit du poteau (mur) :

$$\sigma_{bm} = 0,5 \max \left[\frac{F_{p1}}{(a_1 b \sin \theta_1^2)}; \frac{F_{p2}}{(a_2 b \sin \theta_2^2)} \right] = 3,74MPa \quad \text{doit être inférieur à}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 14,4MPa \quad \text{OK}$$

- Au droit du pieu :

$$\sigma_{bf} = \frac{4}{\pi} \max \left[\frac{F_{p1}}{(D^2 \sin \theta_1^2)}; \frac{F_{p2}}{(D^2 \sin \theta_2^2)} \right] = 3,59MPa \quad \text{Doit être inférieur à } \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$14,4MPa \quad \text{OK}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{F_{p\max}}{(Bd)} = 0,65MPa \quad \text{Doit être inférieur à } \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,6MPa \quad \text{OK}$$

Armatures transversales :

- la section d'acier inférieur vaut : $A_s = T/\sigma_s = \frac{1,96}{400/1,15} = 56,45cm^2$

$$A = \frac{A_s}{B} = \frac{73,82}{2,4} = 30,75cm^2/ml \quad \text{on prend } 7HA25/ml \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} B d}{f_e} = 49,6cm^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

L'exigence de RPOA

$$0,15\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 1,5\% \quad \text{en zone I et IIa} \Rightarrow 64,8 \leq A_s \leq 648 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_s = 74cm^2 \Rightarrow 7HA25/ml \text{ avec } S_t = 15cm$$

- La section d'acier supérieur :

Les armatures sur la face comprimée valent pourcentage minimum $\frac{A_s}{B} \geq 0,1\%$ d

après RPOA

$A_s \geq 43,2\text{cm}^2$ on prend 7HA20/ml avec $St = 15\text{ cm}$

Armatures longitudinales :

- Les armatures inférieures

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} B D}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,2 \times 6 \times 0,9 \times 1,8}{400} = 124,075\text{cm}^2$$

on prend 40HA20 répartie sur toute la largeur de semelle avec $St = 15\text{ cm}$

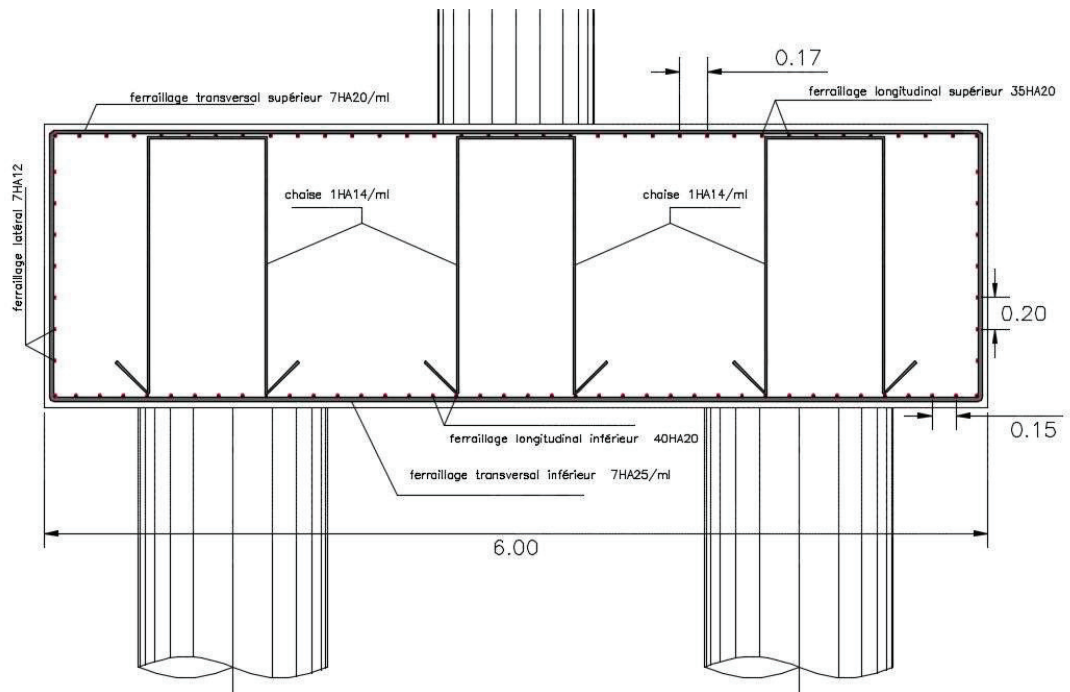


Figure XV. 10.ferrailage de la semelle

Ferrailage du pieu

Le ferrailage du pieu se fait en flexion composée :

$$M_p = \frac{M}{6} = \frac{436,44}{6} = 72,74\text{t.m} ; N_p = \frac{N}{6} = \frac{1334,11}{6} = 222,35\text{t} ; H_p = \frac{183,39}{6} = 30,56\text{t}$$

- Les armatures longitudinales

À l'aide de ROBOT EXPERT : $A_s = 15,7\text{cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times \pi \times D^2}{4 f_e} = 14,42\text{cm}^2 \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **L'exigence de RPOA**

$$0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \Rightarrow 56,52 \leq A_s \leq 339,12 \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

On prend 18HA20 avec $A_s = 56,55\text{cm}^2$; $S_t = 20\text{cm}$

- **Les armatures transversales**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \end{cases} \Rightarrow A_{t1} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)b_0 \cdot S_t}{0,9f_e}$$

A.N

$$\tau_u = \frac{0,3}{0,62 \times 3,14} = 0,26\text{MPa} \quad ; \text{ on prend } S_t = 20\text{cm} ; A_{t1} = 1,65\text{cm}^2$$

- **Section minimale**

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 2,4\text{cm}^2$$

Donc : $A_t = \max(A_{t1}, A_{\min}) = 2,4\text{cm}^2$ Soit : 1cerce HA12+1cerce HA10

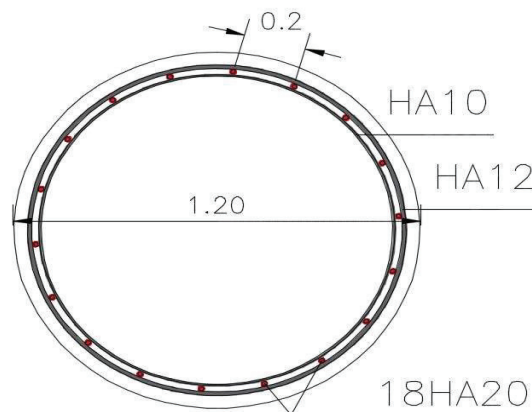


Figure XV. 11.Ferraillage du pieu

CONCLUSION GENERALE

ENSTP 2018 /2019

CONCLUSION GENERALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

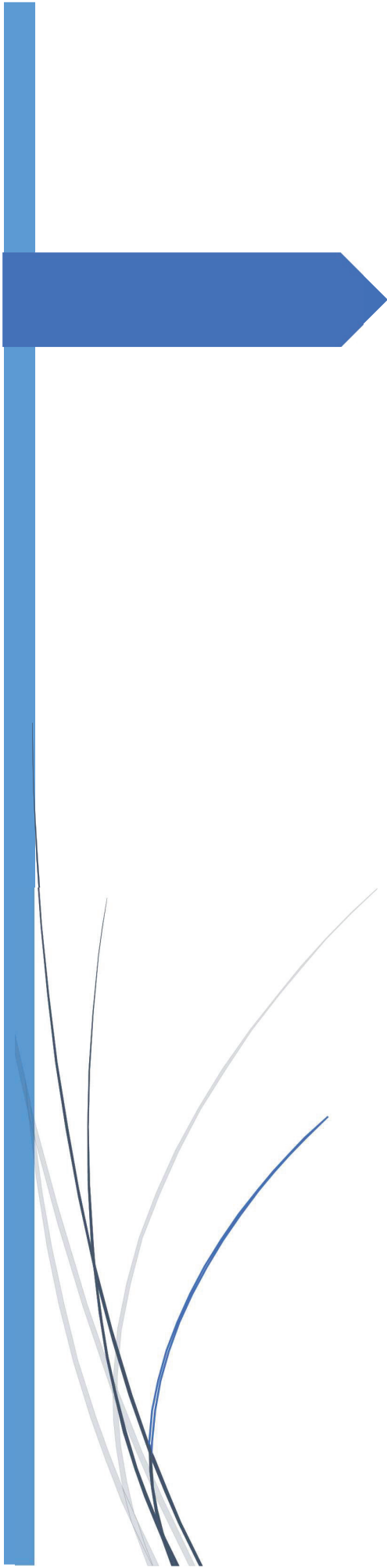
En outre, la complexité géométrique et mécanique du pont nous a obligés de faire recours à des logiciels d'ingénierie : Robot Structural , Autocad et Robot Expert. La modélisation qui a été effectuée par le logiciel Robot Structural, nous a permis d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

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.

BIBLIOGRAPHIE

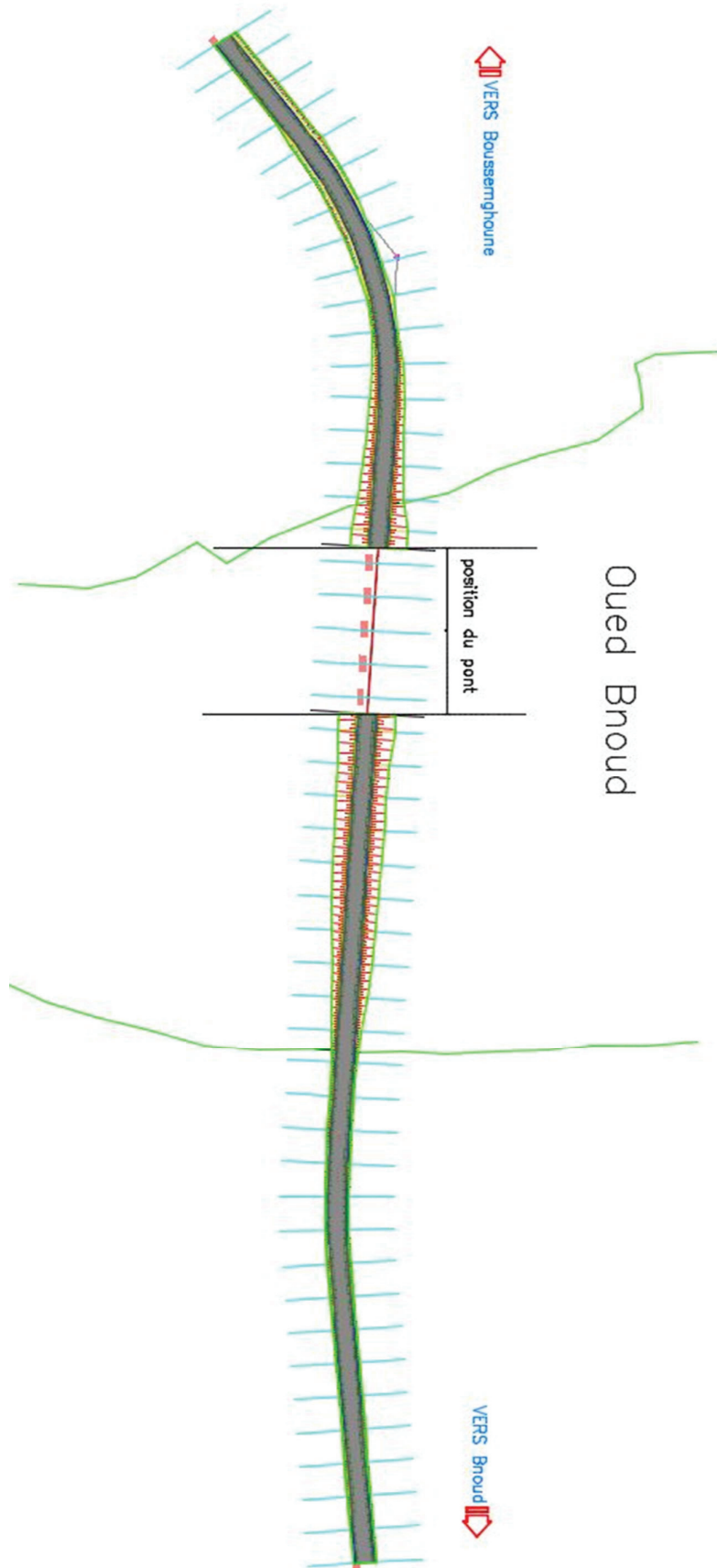
- [1] HENRY THONIER, *Le projet de béton armé*, SEBTP France, Edition 2005.
- [2] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux États Limites*, ENPC France, 1985.
- [3] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [4] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [5] Document SETRA, *Appareils d'appui à pot*, Guide technique, SETRA France, 2007.
- [6] Document SETRA, *Joint de chaussée pour les ponts routes*, France, Juillet 1986.
- [7] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [8] Document SETRA, *Ponts mixtes acier - béton*, France, SETRA, 2010.
- [9] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEI 91 révisé 99*. BAEI 91 révisé 99.
- [10] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie 2008.
- [11] Cours de béton armé, Bellaoura , ENSTP, 2012
- [12] application de la méthode de Guyon Massonnet , site internet
- [13] ABBAS H. BOUKHLIF C. conception et étude d'un ouvrage d'art sur oued sebseb au niveau de la RN01 Ghardaïa. Ecole National Supérieur des Travaux Publics



ANNEXES

ENSTP 2018 /2019



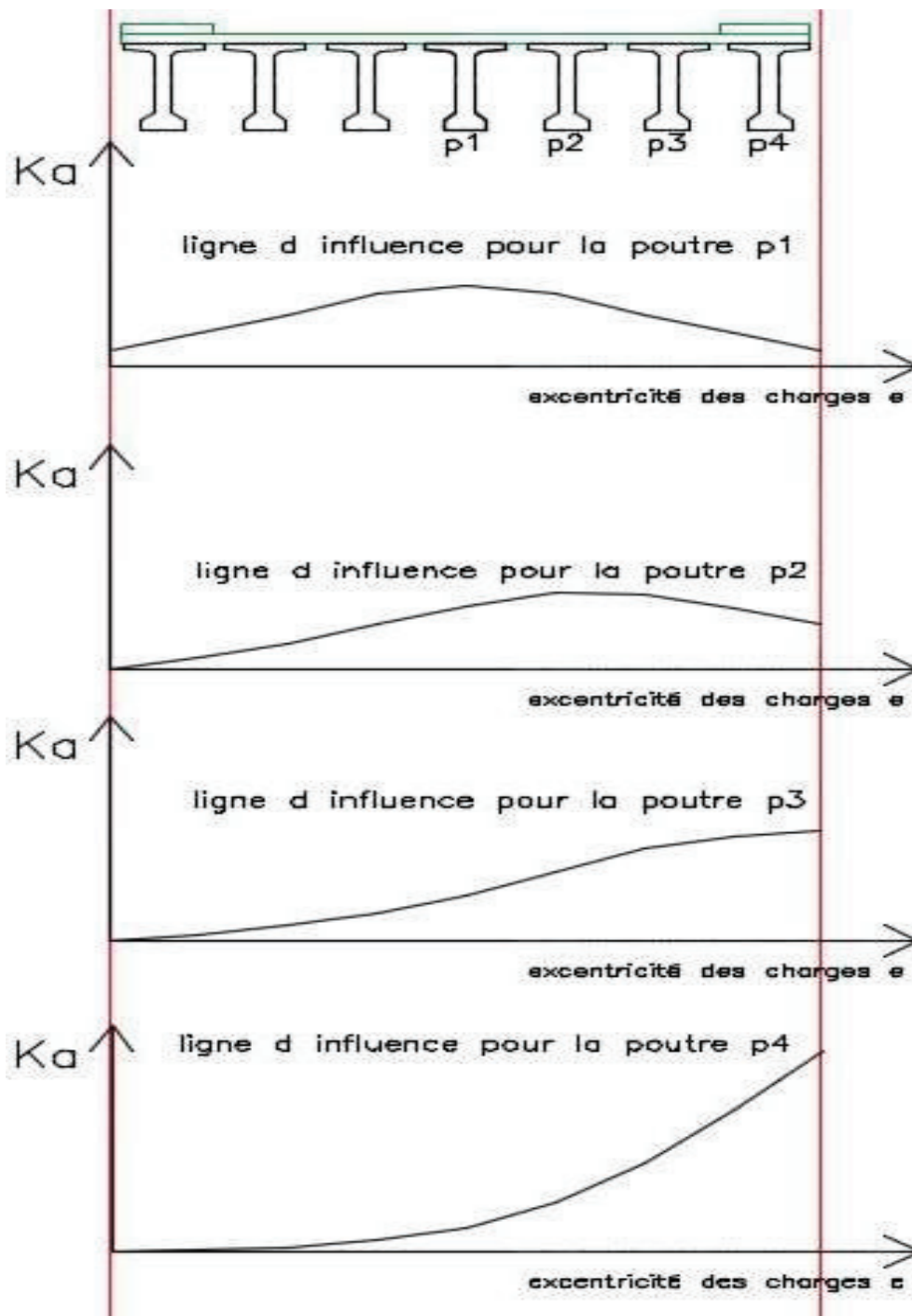


Annexe B. 1..les valeurs de K1 et K0 pour $\vartheta=0.80$

$\theta = 0.80$	K_0 pour $\alpha = 0$								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154
$\theta = 0.80$	K_1 pour $\alpha = 1$								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Annexe B. 2.les valeurs du coefficient K1 et K0 relatives aux positions réelles des poutres.

$\theta = 0.80$		K_0 pour $\alpha = 0$								
$\gamma \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	p1	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
	p2	-0,48658	-0,02311	0,466572	1,005324	1,541906	1,868556	1,712874	1,243262	0,689388
	p3	-0,42957	-0,21964	0,021165	0,351752	0,825074	1,435772	2,046441	2,42925	2,653305
	p4	-0,27603	-0,32071	-0,3385	-0,25683	0,046972	0,730005	1,93212	3,665894	5,725302
$\theta = 0.80$		K_1 pour $\alpha = 1$								
$\gamma \backslash e$		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	p1	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
	p2	0,366974	0,4783	0,643544	0,886282	1,185692	1,42009	1,394422	1,241712	1,098206
	p3	0,222372	0,302196	0,424616	0,619861	0,906722	1,275708	1,633206	1,803355	1,841678
	p4	0,141735	0,200263	0,292107	0,446402	0,694526	1,070226	1,595595	2,23689	2,889668

Annexe B.3. Lignes d'influences

Annexe B.4.Moment longitudinal moyen des poutres

Surcharges		M (t)	M _{0,poutre}	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				K _{amoy}	M _{reel}	K _{amoy}	M _{reel}	K _{amoy}	M _{reel}	K _{amoy}	M _{reel}
Charge permanent G		2457,6	351,085714	1	351,0857	1	351,0857	1	351,0857	1	351,0857
A(l)	1 voie	469,632	67,0902857	1,1372	76,29507	1,48	99,29362	1,58	106,0027	1,49	99,96453
	2 voies	939,16	134,165714	1,39	186,4903	1,24	166,3655	1,1	147,5823	0,8887	119,2331
B _c	1 voie	432,87	61,8385714	1,075	66,47646	1,405	86,88319	1,64	101,4153	1,675	103,5796
	2 voies	801,02	114,431429	1,2525	143,3254	1,075	123,0138	1,2375	141,6089	1,0775	123,2999
B _t	1 voie	312,14	44,5914286	1,135	50,61127	1,455	64,88053	1,57	70,00854	1,515	67,55601
	2 voies	630,17	90,0242857	1,25	112,5304	1,2325	110,9549	1,0975	98,80165	0,905	81,47198
M _{c120}		859,68	122,811429	1,2607	154,8284	1,1822	145,1877	0,96	117,899	0,684	84,00302
D ₂₄₀		1362	194,571429	1,45	282,1286	1,27	247,1057	0,914	177,8383	0,5446	105,9636
Surcharge du trottoir		38,4	5,48571429	0,7	3,84	0,7	3,84	1,06775	5,857371	2,7	14,81143

Annexe C. 1 les valeurs des pertes par frottement

N° câble	l (m)	β (rad)	$f\beta + \phi_l$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy (%)
C1	0	0,092	0,017	23,06	27,62	0,0197
C2	0	0,114	0,020	28,35		
C3	0	0,126	0,023	31,44		
C1	4,125	0,092	0,025	34,38	38,90	0,0278
C2	4,125	0,114	0,029	39,63		
C3	4,125	0,126	0,031	42,70		
C1	8,25	0,092	0,033	45,61	50,10	0,0358
C2	8,25	0,114	0,037	50,82		
C3	8,25	0,126	0,039	53,86		
C1	12,375	0,092	0,041	56,75	61,20	0,0437
C2	12,375	0,114	0,045	61,92		
C3	12,375	0,126	0,047	64,93		
C1	16,5	0,092	0,050	67,80	72,21	0,0515
C2	16,5	0,114	0,053	72,92		
C3	16,5	0,126	0,056	75,91		
C1	33	0,092	0,083	111,08	115,35	0,0823
C2	33	0,114	0,086	116,04		
C3	33	0,126	0,089	118,93		

Annexe C. 2.les valeurs des pertes par glissement d'ancrage

N° câble	x (m)	β (rad)	k (m-1)	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ moy(MPa)	$\Delta\sigma_g$ moy %
C1	0	0,092171	0,003006	16,45235	138,582	143,10188	0,1021208
C2	0	0,113566	0,003239	15,84848	143,8624		
C3	0	0,126074	0,003375	15,52485	146,8613		
C1	4,125	0,092171	0,003006	16,45235	103,8362	106,031406	0,07566646
C2	4,125	0,113566	0,003239	15,84848	106,4183		
C3	4,125	0,126074	0,003375	15,52485	107,8398		
C1	8,25	0,092171	0,003006	16,45235	69,09033	68,9609333	0,04921211
C2	8,25	0,113566	0,003239	15,84848	68,97415		
C3	8,25	0,126074	0,003375	15,52485	68,81832		
C1	12,375	0,092171	0,003006	16,45235	34,34449	31,8904601	0,02275777
C2	12,375	0,113566	0,003239	15,84848	31,53005		
C3	12,375	0,126074	0,003375	15,52485	29,79684		
C1	16,5	0,092171	0,003006	16,45235	0	0	0

C2	16,5	0,113566	0,003239	15,84848	0		
C3	16,5	0,126074	0,003375	15,52485	0		

Annexe C. 3. Valeurs Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
e (m)	-0,3	0,11833	0,4216	0,60327	0,66373	-0,3
d moy (m)	1,1978	0,77207	0,4688	0,28713	0,22667	1,1978
B (m ²)	1,09	0,6507	0,6507	0,6507	0,6507	1,09
I	0,2839	0,227	0,227	0,227	0,227	0,2839
n câbles	3	3	3	3	3	3
Mg (MN.m)	0	0,854	1,533	1,94	2,08	0
p (MN)	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,354184
$\Delta\sigma$ moy (MPa)	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,0823
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0,102121	0,075666	0,049212	0,022758	0	0
σ_{bi} (MPa)	7,656177	9,676587	12,14471	15,5478	17,21268	8,000642
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	13,47604	17,03227	21,37654	27,3665	30,29695	14,08235
$\Delta\sigma_e$ %	0,009617	0,012155	0,015255	0,019529	0,021621	0,010049

Annexe C. 4. Valeurs des pertes due au retrait

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
B (m ²)	1,351	0,916	0,916	0,916	0,916	1,351
Per (m)+	6,5525	6,9406	6,9406	6,9406	6,9406	6,553
rm	20,62114	13,19627	13,19627	13,19627	13,19627	20,621
r(t)	0,131092	0,190779	0,190779	0,190779	0,190779	0,131
ε_r	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	33,0185	30,75038	30,75038	30,75038	30,75038	33,018
$\Delta\sigma_r$ %	0,023563	0,021944	0,021944	0,021944	0,021944	0,024

Annexe C. 5.les Valeurs des pertes due au fluage

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
e (m)	-0,1151	0,48993	0,7932	0,97487	1,03533	-0,1151
dmoy (m)	1,1978	0,77207	0,4688	0,28713	0,22667	1,1978
B (m²)	1,3662	1,038	1,038	1,038	1,038	1,3662
I	0,4661	0,467	0,467	0,467	0,467	0,4661
n cables	3	3	3	3	3	3
Mg (MN.m)	0	2,84	4,79	5,88	6,23	0
p (MN)	6,134206	6,246235	6,354759	6,455453	6,545919	6,134206
$\Delta\sigma$ moy (MPa)	0,019709	0,027763	0,035751	0,043673	0,05153	0,0823
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0,102121	0,075666	0,049212	0,022758	0	0
$\Delta\sigma_e$ %	0,009617	0,012155	0,015255	0,019529	0,021621	0,010049
σ_{bi} (MPa)	4,664329	6,248598	6,547755	7,081746	7,519383	4,664329
$\Delta \sigma_n$ (MPa)	61,57449	82,48864	86,43785	93,48715	99,26446	61,57449
$\Delta \sigma_n$ (%)	0,043941	0,058866	0,061684	0,066715	0,070837	0,043941

Annexe C. 6.les valeurs des pertes par relaxation

x (m)	0	4,125	8,25	12,375	16,5	33
$\Delta\sigma$ Moy (MPa)	0,019709	0,027763	0,035751	0,043673	0,05153	0,0823
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0,102121	0,075666	0,049212	0,022758	0	0
$\Delta\sigma_e$ %	0,009617	0,012155	0,015255	0,019529	0,021621	0,010049
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	47,0343	50,22785	53,40136	56,41617	59,18245	55,05273
$\Delta\sigma_p$ %	0,033565	0,035844	0,038108	0,04026	0,042234	0,039287

[illegible]

Annexe C. 8. vérifications des contraintes normales pour phase 3 et 4

Phase		Phase 3							Phase 4						
x(m)		0	4,125	8,25	12,375	16,5	0	4,125	8,25	12,375	16,5				
v' (m)		0,894	0,893	0,9	0,905	0,906	1,081	1,170	1,175	1,178	1,179				
v (m)		0,806	0,807	0,8	0,795	0,794	0,819	0,730	0,725	0,722	0,721				
IG (m4)		0,282	0,227	0,224	0,221	0,2199	0,466	0,387	0,382	0,378	0,376				
Bnette (m ²)		1,071	0,636	0,636	0,636	0,6359	1,351	0,916	0,916	0,916	0,916				
e (m)		-0,30	0,12	0,43	0,62	0,68	-0,12	0,40	0,71	0,89	0,95				
MEls (MN.m)		0,00	1,24	2,22	2,81	3,01	0,00	2,84	3,93	5,88	6,23				
P1 (MN)		6,19	6,19	6,19	6,19	6,19	5,92	5,92	5,92	5,92	5,92				
P2 (MN)		5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00				
σp (MPa)	σsup	0,00	4,42	7,94	10,10	10,87	0,00	5,35	7,46	11,22	11,94				
	σinf	0,00	-4,89	-8,94	-11,49	-12,40	0,00	-8,58	-12,11	-18,32	-19,54				
σP1 (MPa)	σsup	11,16	7,04	0,18	-4,00	-5,45	5,59	2,01	-1,48	-3,61	-4,34				
	σinf	-0,18	12,73	20,49	25,36	27,07	0,20	8,66	14,33	17,86	19,08				
σP2 (MPa)	σsup	9,74	6,14	0,16	-3,49	-4,76	4,72	1,69	-1,25	-3,05	-3,67				
	σinf	-0,16	11,11	17,88	22,13	23,62	1,03	7,31	12,10	15,08	16,11				
σMax (MPa)	σsup	11,16	11,45	8,12	6,10	5,42	5,59	7,36	5,99	7,61	7,59				
	σinf	-0,18	7,84	11,56	13,88	14,66	0,20	0,08	2,22	-0,45	-0,46				
σMin (MPa)	σsup	9,74	10,56	8,10	6,61	6,11	4,72	7,04	6,22	8,17	8,27				
	σinf	-0,16	6,22	8,94	10,65	11,22	1,03	-1,27	-0,01	-3,24	-3,43				
$\bar{\sigma}_{hc} = 0.6 f_{cj}$				21					21						
$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{tj}$				-4,05					-4,05						
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier				

Annexe C. 9. Vérification des contraintes tangentielle à ELS

	S (m ³)	In (m ⁴)	b _n (m)	V _{max} (MN)	V _{red} (MN)	τ (MPa)	σ _x (MPa)	f _{tj} (MPa)	f _{cj} (MPa)	τ ₁ (MPa)	τ ₂ (MPa)	Vérification
Phase 1	0,24	0,28	0,52	0,28	-0,34	-0,55	5,06	1,99	23,18	2,37	3,27	Vérifier
Phase 2	0,24	0,28	0,52	0,28	-0,34	-0,55	5,06	2,70	35,00	2,90	4,37	Vérifier
Phase 3	0,35	0,47	0,52	0,40	-0,22	-0,31	4,01	2,70	35,00	2,69	4,19	Vérifier
Phase 4	0,35	0,47	0,52	0,97	0,35	0,51	4,01	2,70	35,00	2,69	4,19	Vérifier

Annexe c.10. Les abaques de PIGEAUD

A - 2

PREMIER CAS

Dalles complètement chargées

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

avec $l_x < l_y$

$\rho(\frac{1}{p})$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M_1(M_2)$	0,00	0,0125	0,0245	0,0360	0,0440	0,0475	0,0485	0,0475	0,0445	0,0410	0,0370
$\rho(\frac{1}{p})$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rho(\frac{1}{p})$
$M_1(M_2)$	0,0325	0,0285	0,0250	0,0220	0,0190	0,0165	0,0140	0,0125	0,0110	0,0095	$M_1(M_2)$
$\rho(\frac{1}{p})$	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	$\rho(\frac{1}{p})$
$M_1(M_2)$	0,0080	0,0070	0,0060	0,0055	0,0045	0,0040	0,0035	0,0032	0,0030	0,0030	$M_1(M_2)$

L'emploi de ce tableau conduit aux mêmes résultats que le tableau de la page III-28 extrait du CCBA 68, ces deux tableaux s'appliquant donc pour les dalles uniformément chargées sur toute leur surface. Il y a lieu d'interpoler pour des valeurs intermédiaires de ρ .

$$\rho = 0$$

$$l_y = \infty$$

$\frac{v}{l_x}$ \ $\frac{u}{l_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,279	0,225	0,194	0,171	0,152	0,137	0,124	0,113	0,102	0,095
0,1	—	0,261	0,219	0,190	0,169	0,151	0,136	0,123	0,112	0,102	0,094
0,2	0,320	0,250	0,212	0,186	0,166	0,149	0,135	0,123	0,112	0,102	0,093
0,3	0,280	0,233	0,204	0,181	0,162	0,146	0,132	0,121	0,111	0,101	0,092
0,4	0,257	0,222	0,196	0,175	0,158	0,143	0,130	0,119	0,109	0,099	0,090
0,5	0,237	0,210	0,188	0,170	0,153	0,139	0,127	0,117	0,107	0,097	0,088
0,6	0,222	0,200	0,180	0,163	0,148	0,135	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087
0,7	0,210	0,190	0,172	0,157	0,143	0,131	0,120	0,111	0,102	0,093	0,085
0,8	0,198	0,180	0,164	0,150	0,138	0,127	0,117	0,108	0,099	0,090	0,083
0,9	0,187	0,169	0,157	0,144	0,133	0,123	0,113	0,105	0,097	0,088	0,080
1,0	0,178	0,164	0,150	0,138	0,128	0,118	0,110	0,102	0,093	0,085	0,078
1,1	0,168	0,157	0,144	0,133	0,124	0,115	0,107	0,098	0,090	0,083	0,076
1,2	0,161	0,150	0,138	0,128	0,119	0,111	0,103	0,096	0,088	0,080	0,073
1,3	0,153	0,143	0,133	0,123	0,115	0,107	0,099	0,092	0,084	0,077	0,070
1,4	0,147	0,137	0,127	0,119	0,111	0,103	0,096	0,089	0,082	0,074	0,068
1,5	0,140	0,130	0,122	0,115	0,107	0,100	0,093	0,087	0,079	0,072	0,067
1,6	0,133	0,125	0,118	0,110	0,103	0,097	0,090	0,083	0,077	0,070	0,064
1,7	0,128	0,120	0,113	0,107	0,100	0,093	0,087	0,080	0,074	0,067	0,062
1,8	0,123	0,116	0,109	0,103	0,097	0,090	0,083	0,077	0,072	0,065	0,060
1,9	0,118	0,112	0,106	0,099	0,093	0,087	0,081	0,075	0,068	0,063	0,058
2,0	0,113	0,108	0,102	0,096	0,090	0,084	0,078	0,072	0,067	0,061	0,057
2,1	0,110	0,104	0,098	0,093	0,087	0,081	0,076	0,070	0,064	0,058	0,054
2,2	0,106	0,100	0,094	0,089	0,084	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,053
2,3	0,102	0,097	0,092	0,087	0,081	0,076	0,070	0,065	0,060	0,055	0,051
2,4	0,098	0,094	0,088	0,084	0,078	0,073	0,068	0,063	0,058	0,054	0,049
2,5	0,095	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,057	0,052	0,048
2,6	0,093	0,088	0,083	0,078	0,074	0,068	0,064	0,059	0,054	0,050	0,048
2,7	0,090	0,085	0,080	0,076	0,071	0,067	0,062	0,057	0,053	0,049	0,046
2,8	0,087	0,083	0,078	0,074	0,068	0,064	0,060	0,056	0,052	0,048	0,044
2,9	0,084	0,080	0,076	0,072	0,067	0,062	0,058	0,054	0,050	0,046	0,042
3,0	0,082	0,078	0,073	0,068	0,065	0,060	0,057	0,053	0,048	0,044	0,040

$$\rho = 0.2$$

$\frac{y}{l_y}$ \ $\frac{z}{l_z}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1											
0,0	—	0,272	0,230	0,198	0,172	0,153	0,138	0,123	0,112	0,102	0,095
0,1	0,232	0,203	0,181	0,167	0,152	0,138	0,125	0,114	0,104	0,096	0,088
0,2	0,167	0,160	0,151	0,141	0,130	0,120	0,110	0,100	0,093	0,086	0,078
0,3	0,138	0,132	0,126	0,119	0,111	0,102	0,094	0,080	0,080	0,071	0,068
0,4	0,110	0,108	0,104	0,098	0,092	0,086	0,080	0,074	0,069	0,064	0,059
0,5	0,092	0,089	0,085	0,081	0,077	0,072	0,068	0,064	0,060	0,056	0,051
0,6	0,075	0,073	0,070	0,068	0,065	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,044
0,7	0,064	0,063	0,060	0,058	0,057	0,054	0,051	0,048	0,045	0,042	0,038
0,8	0,057	0,055	0,053	0,052	0,049	0,048	0,046	0,043	0,040	0,036	0,031
0,9	0,050	0,049	0,048	0,047	0,044	0,043	0,040	0,037	0,033	0,030	0,028
1,0	0,047	0,046	0,044	0,042	0,040	0,038	0,035	0,032	0,029	0,026	0,025
Valeurs de M_2											
0,0	—	0,300	0,225	0,195	0,173	0,152	0,133	0,120	0,110	0,100	0,093
0,1	0,100	0,090	0,083	0,080	0,076	0,071	0,069	0,064	0,060	0,055	0,050
0,2	0,039	0,038	0,037	0,035	0,033	0,031	0,029	0,028	0,025	0,023	0,020
0,3	0,015	0,015	0,014	0,014	0,013	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009	0,009
0,4	0,007	0,007	0,007	0,007	0,006	0,006	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
0,5	0,004	0,004	0,004	0,004	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,002
0,6	0,0015	0,0015	0,0015	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009
0,7	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006
0,8	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004
0,9	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002
1,0	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001

binfinie (Camions Ba)
Moment Inversal Mo

Moment
(Dah mm)

3.000
3.200
3.400
3.600
3.800

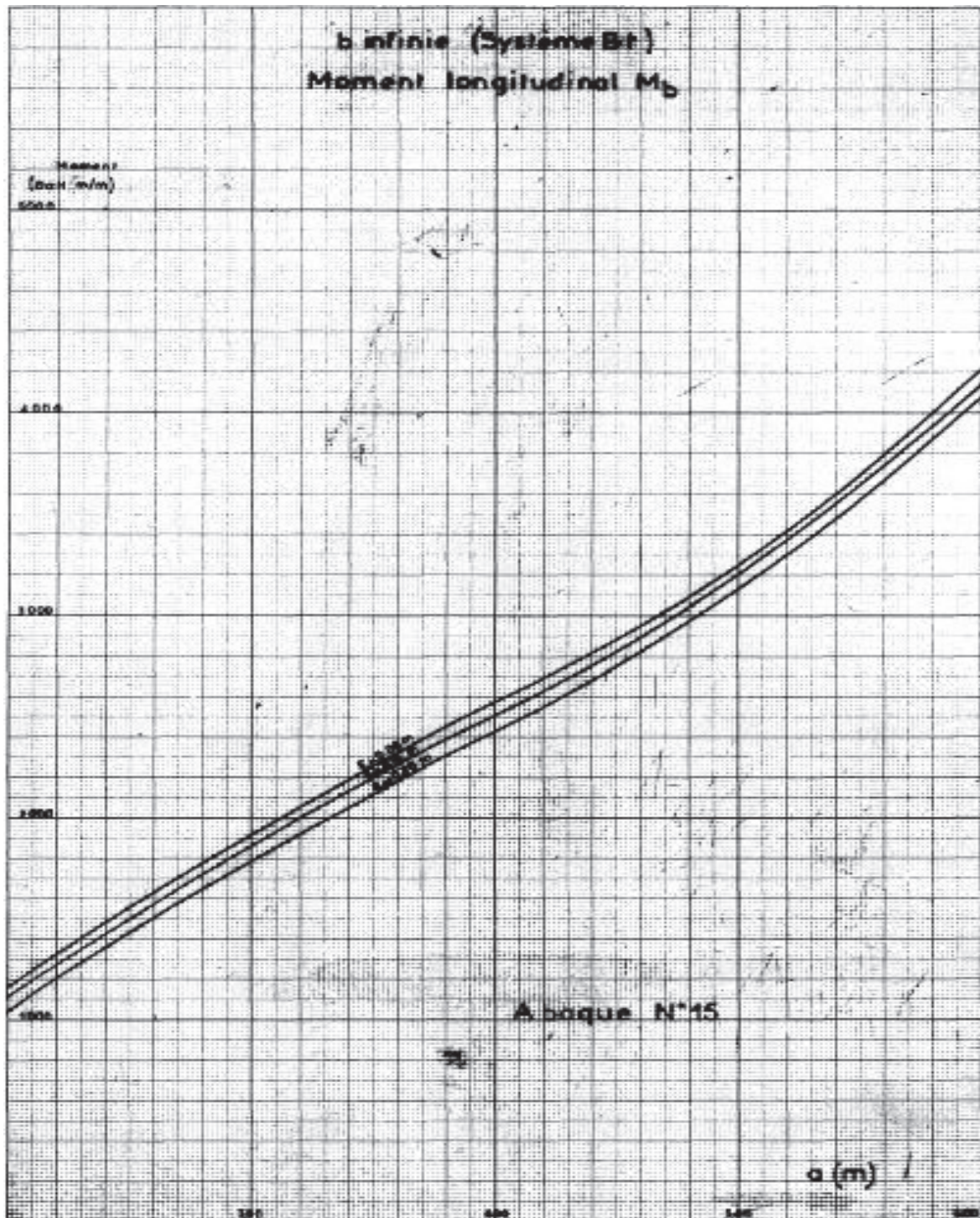
0.1
0.2

0.00 0.20 0.40 0.60

a(m)

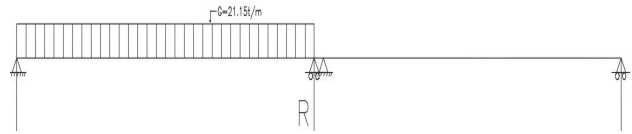
Abaque N° 9

Annexe C.12. L'abaque N°15

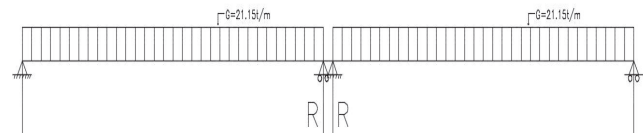


Annexe.D.1 : Répartition des charges et surcharge sur la pile**1. Poids de tablier**1 travée (phase de construction) :

$$R = 1/2 \times 21,15 \times 33 = 348,97 \text{ t}$$

2 travées :

$$R = 697,95 \text{ t}$$

**2. La surcharge A (l):**1 travée :

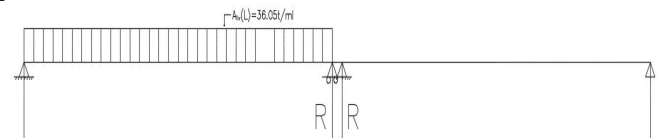
Pour 2 voies chargées sur une travée

$$A(l) = 0,23 + 36/(32 + 12) = 1,048 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 = 1; a_2 = 1,17$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 1,223 \text{ t/m}^2$$

$$R = 1,223 \times 6 \times 33 / 2 = 121,077 \text{ t}$$

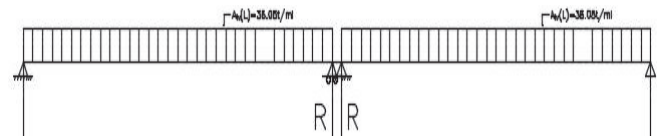
2 travées :

Pour 2 voies chargées sur deux travées

$$A(l) = 0,23 + 36/(33 + 12) = 1,048 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 1,223 \text{ t/m}^2$$

$$R = 1,223 \times 6 \times 33 \times 2 = 242,157 \text{ t}$$

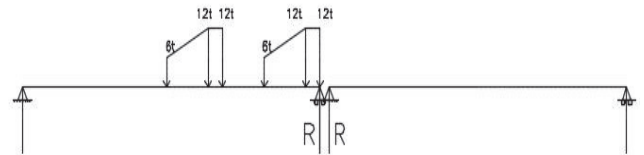
**3. La surcharge Bc :**Chargement 1 : 2 voies chargées sur 1 seule travée.

$$S = 120 \text{ t}, b_c = 1,1, G = 697,95 \text{ t}, \delta = 1,08.$$

$$R = 60 - \frac{12(1,5 + 10,5 + 12) + 6(16,5 + 6)}{32}$$

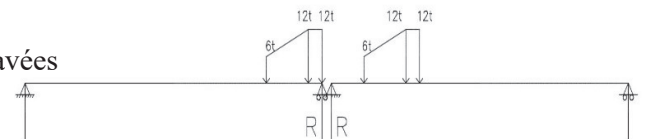
$$= 46,78 \text{ t}$$

$$R_{2v} = R \times b_{c2v} \times \delta_{2v} \times 2 = 111,15 \text{ t}$$

Chargement 2 : deux voies chargées sur les deux travées

$$R_1 = 60 - [12(0 + 1,5) + 6 \times 6] \times 2 / 32 = 56,625 \text{ t}$$

$$R_2 = 60 - [12(8 + 9,5) + 6 \times 3,5] \times 2 / 32 = 52,781 \text{ t}$$



$$R = (56,625 + 52,781) \times 1,1 \times 1,08 = 129,97 \text{ t}$$

4. Charge Mc120

Chargement 1 :

$$R = 18,03 \times 6,1 \times 28,95/32 \times 1,08 = 107,46 \text{ t}$$

Chargement 2 :

$$R1 = 18,03 \times 3,05 \times 30,475/32 \times 1,08 = 56,56 \text{ t}$$

$$R2 = 18,03 \times 3,05 \times 30,475/32 \times 1,08 = 56,56 \text{ t}$$

$$R = (56,56 + 56,56) = 113,12 \text{ t}$$

5. Chargement D240 :

Chargement 1 :

$$R = 12,903 \times 18,6 \times \frac{22,7}{32} = 170,25 \text{ t}$$

Chargement 2 :

$$R1 = 12,903 \times 9,3 \times 27,35/32 = 102,56 \text{ t}$$

$$R2 = 12,903 \times 9,3 \times 27,35/32 = 102,56 \text{ t}$$

$$R = (102,56 + 102,56) = 205,12 \text{ t}$$

6. Surcharge trottoirs : 150kg/m²

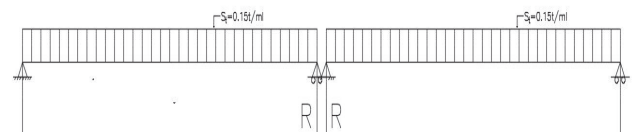
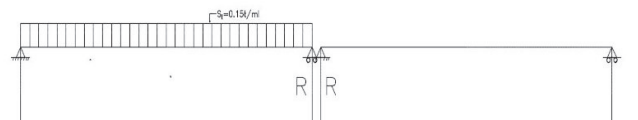
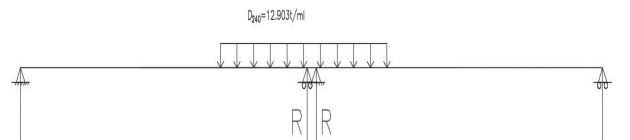
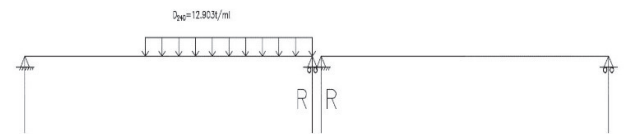
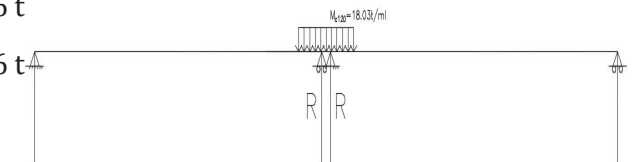
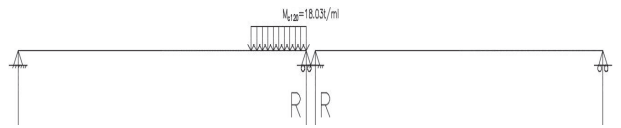
Chargement 1 :

$$0.150 \times 1 \times 2 = 0.3 \text{ t/ml}$$

$$R = 0.3 \times 33/2 = 4,95 \text{ t}$$

Chargement 2 :

$$R = 0,3 \times 33 = 9,9 \text{ t}$$



Annexe.D.2.les Combinaisons de charge l'ELS et à l'ELU

		La réaction (t)
ELS	G+1.2(A(L)+S _t)	1000,42
	G+1.2(B _c +S _t)	865,794
	G+M _{c120}	811,07
	G+D ₂₄₀	903,07
ELU	1.35G+1.6(A(L)+S _t)	1345,52
	1.35G+1.6(B _c +S _t)	1166,03
	1.35G+1.35M _{c120}	1094,95
	1.35G+1.35D ₂₄₀	1219,15

Annexe D.3 : Armatures longitudinales

Armatures longitudinales :

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \quad f_e = 400\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\} = 207,8\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$M_{ELS} = -1164,62\text{KN.m}$$

$$b = 2\text{m}; h = 1,5\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 207,8\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = 0,81\text{m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,07\text{m}$$

$$\bar{M}_1 = 0,5 \times b \times Z \times \bar{\sigma}_{bc} = 22,65\text{MN.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} \square \square \square \square \square \square \square \square \square \square \bar{M}_1 = 23,23\text{MN.m}$ donc Section Sans Armature

$$\bar{Z} = \min \left\{ Z; d - \frac{h}{3} \right\} = 0,85\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 51,38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{s \min} \geq 55,89 \text{ cm}^2$$

- **L'exigence de RPOA**

$$0,15\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 1,5\% \Rightarrow 60 \leq A_s \leq 600$$

Annexe D.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t2}} \right\} = 207,8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c2} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

Sachant que : $A_s = 53,38 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (section sans acier comprimé).

$$X^2 + 0,088X - 0,159 = 0$$

$$X = 0,35 \text{ m}$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - X)^2 = 0,1 \text{ m}^4$$

Annexe D.5 Armatures transversales

- **Armatures transversales :**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \end{cases} \Rightarrow A_{t1} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}.k)b_0.S_t}{0,9f_e}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{2,585}{2 \times 1,8} = 0,957MPa \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm \end{cases} \text{ on prend } S_t = 20cm$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

$k = 1$ (flexion simple sans reprise de bétonnage)

f_{tj} : 2,7MPa Contrainte caractéristique de traction du béton

A.N

$$\tau_u = \frac{2,586}{2 \times 1,35} = 0,957MPa \quad ; \text{ on prend } S_t = 20cm ; A_{t1} = 1,885cm^2$$

- **Section minimale**

$$A_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 4cm^2$$

Donc : $A_t = \max(A_{t1}, A_{min}) = 4cm^2$ Soit $A_t = 4,52cm^2$: 2 cadres HA12.

- **Vérifications des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,957MPa \leq \bar{\tau} = \min\{0,1f_{c2} ; 4MPa\} = 3,5MPa \text{ verifie}$$

Annexe.D.6. Les moments de la torsion pour chaque cas de charge.

	Excentricité (m)	La réaction (t)	Moment (t.m)
La charge permanente	0,5	348,97	191,9335
A(l)	0,5	121,077	66,59235
Bc	0,5	111,15	61,1325
Mc120	0,5	107,46	59,103
D240	0,5	170,25	93,6375
Surcharge de trottoir St	0,5	4,95	2,7225

Annexe. D.7. Combinaison des moments de torsion

		M _{tu} (t.m)
ELU	1.35G+1.6(A(L)+S _T)	365,658
	1.35G+1.6(B _c +S _T)	356,922
	1.35G+1.35M _{c120}	338,899
	1.35G+1.35D ₂₄₀	385,521

Annexe D.8.les charges appliquées sur le fut

Charge \ Effort		Effort verticale	Effort horizontale	Bras de levier	Moment à la base
Poids propre	Tablier	697,95	/	/	/
	Chevêtre	100	/	/	/
	Fût	31,29	/	/	/
A(l)+S _t		252,06	/	/	/
D ₂₄₀		205,12	/	/	/
B _c		129,97	/	/	/
Séisme vertical		48,8565	/	/	/
Séisme Horizontale	Tablier	/	69,795	5,49	383,17455
	Chevêtre	/	10	3,69	36,9
	Fut	/	3,129	1,845	5,773005
Freinage sous A(L)		/	11,36	5,49	62,3664
Freinage sous B _c		/	15	5,49	82,35

Annexe D.9.les charges appliquées sur la semelle

Effort		Effort verticale	Effort horizontale	Bras de levier	Moment à la base
Charge					
	Tablier	697,95	/	/	/
Poids propre	Chevêtre	100	/	/	/
	Fût	31,29	/	/	/
	Semelle	216			
Poids des terre		64,8			
A(l)+St		252,06	/	/	/
D240		205,12	/	/	/
Bc		129,97	/	/	/
Freinage sous A(L)		/	11,36	7,06	80,2016
Freinage sous Bc		/	15	7,06	105,9

Annexe E. 1.les charges et les surcharges appliquées sur mur frontal

		Effort verticale(t)	Effort horizontale(t)	Y(m)	X(m)	M _s	M _r
Tablier		348,98	0	/	0		0
Mur garde grève		16,25	0	/	0,78	12,59	0
Corbeau		11,93	0	/	1,08	12,81	0
Mur de front		160	0	0	0	0	0
Mur en retour	Partie rectangulaire1	29,35	0	3,6	1,82	53,55	0
	Partie triangulaire	10,94	0	5,22	4,363	47,72	0
	Partie rectangulaire2	7,05	0	6,77	5,05	35,49	0
	La somme	48,25	/	/	/	136,77	0
La dalle de transition		21,26			1,08	22,85	0
Terre sur la dalle de transition		25,52	0		1,08	27,42	0
Surcharge sur la dalle de transition		20,25	11,87	7,12	1,08	21,76	42,24
La pousse des surcharges sur MG+MF		0	23,976	3,6	0	0	86,31
Force de freinage Bc		0	15	5,22	/	0	78,3
La pousse des terres sur MG+MF		0	140,73	2,37	/	0	334
L'effort de séisme		0	34,89	5,22	/	0	182,17
Surcharge	A(l)	121,08			0	0	0
	B _c	111,15			0	0	0
	D ₂₄₀	170,25			0		0
					Mr- Ms	142,0041	

Annexe E.2 : Ferrailage du mur frontal

- **Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion composée par un band de 1 m linière à l ELS

$N_{ELS} = 88,38 \text{ /ml}$ et $M_{ELS} = 33,73 \text{ t.m /ml}$.

A l'aide de logiciel ROBOT expert 2010 on a trouvé la section de :

$A_s = 13 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 13 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 18,16 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Exigence de RPOA :**

$$0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \Rightarrow 65 \leq A_s \leq 390 \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on prend 14H25 avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Horizontalement:**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow A_{t1} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj.k})b_0.S_t}{0,9f_e}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{0,251}{1 \times 1,3 \times 0,9} = 0,21 \text{ MPa} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

A.N

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$; $A_{t1} = 1,9 \text{ cm}^2$

- **Section minimal**

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = \max(A_{t1}, A_{\min}) = 2 \text{ cm}^2$ Soit 2 cadres HA12

- **Vérification d'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd = 0,21 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \tau'_u = \min[4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 3,5 \text{ MPa.}$$

Telles que $\tau'_u > \tau_u$ Vérifie.

Annexe E.3 ferrailage du mur e retour

- **Ferrailage :**

- **Horizontalement :**

$$M_{\text{ELU}}^{\text{hori}} = 237,84 \text{ kN.m/ml} \quad ; \quad M_{\text{ELS}}^{\text{hori}} = 177,26 \text{ kN.m/ml}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple à ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire.

Le ferrailage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$A_s = 34,4 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 7HA25/ml} \quad A_s = 34,36 \text{ cm}^2, S_t = 15 \text{ cm cote de remblai}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,8 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s / 3 = 11,47 \text{ cm}^2$ soit 7HA16/ml

$$A'_s = 14,07 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 207,8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} = 9,6 < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I} = 190,87 < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

Sachant que : $A_s = 34,4 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (section sans acier comprimé).

$$X = 0,13 \text{ m}$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - X)^2 = 0,002 \text{ m}^4$$

- **Ferraillage vertical :**

$$M_{ELU}^{vert} = 108,14 \text{ kN.m/ml} \quad ; \quad M_{ELS}^{vert} = 80,44 \text{ kN.m/ml}$$

Le ferraillage se fait en flexion simple a ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire.

Le ferraillage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$A_s = 14,8 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 8 HA16/ml} \quad A_s = 16,08 \text{ cm}^2, S_t = 14 \text{ cm cote de remblai}$$

- **La condition de N.F :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \Rightarrow A_{s \min} \geq 4,8 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s / 3 = 5,36 \text{ cm}^2$ soit 6HA12/ml

$$A'_s = 6,79 \text{ cm}^2.$$

Annexe E. 4.les charges et les surcharges appliquées sur la semelle

		Effort ver	Effort hor	Y	X	Ms	Mr
Tablier		348,98			0	0	0
Mur garde grève		16,25			0,8	13	0
Corbeau		11,93			1,1	13,1	0
Mur de front		160			0	0	0
Mur en retour	Partie rectangulaire 1	29,35		3,6	1,83	53,56	00
	Partie triangulaire 1	10,94		5,22	4,36	47,72	0
	Partie rectangulaire 2	7,035		6,77	5,05	35,49	0
		47,32				136,78	0
La semelle		283,5			0	0	0
Remblai sur la semelle 1		232,99			0	0	0
Remblai sur la semelle 2		22,21			0	0	0
Surcharges sur remblai 2 1 t/m2		24,68			0	0	0
La dalle de transition		15,19			1,1	16,71	0
Remblai sur la dalle de transition		25,52			1,1	28,07	0
Surcharges sur remblai de dalle de transition 1 t/m2		20,25			1,1	22,28	0
La pousse des terres sur mur GG + mur frontale			139,83	3,3		0	461,43
La pousse de surcharge sur mur GG + mur frontale			21,38	4,5		0	96,23
Surcharge	A(l)	121,08				0	0
	B _c	111,15				0	0
	D ₂₄₀	170,25				0	0
	S _t	9,9				0	0
Force de freinage B _c			15	6,04		0	90,6
Force de séisme			34,89	6,04		0	210,79
					Mr-Ms	327,72	