République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK11+480 DE L'EVITEMENT DE LA VILLE DE BOUMERDES

Présenté par :

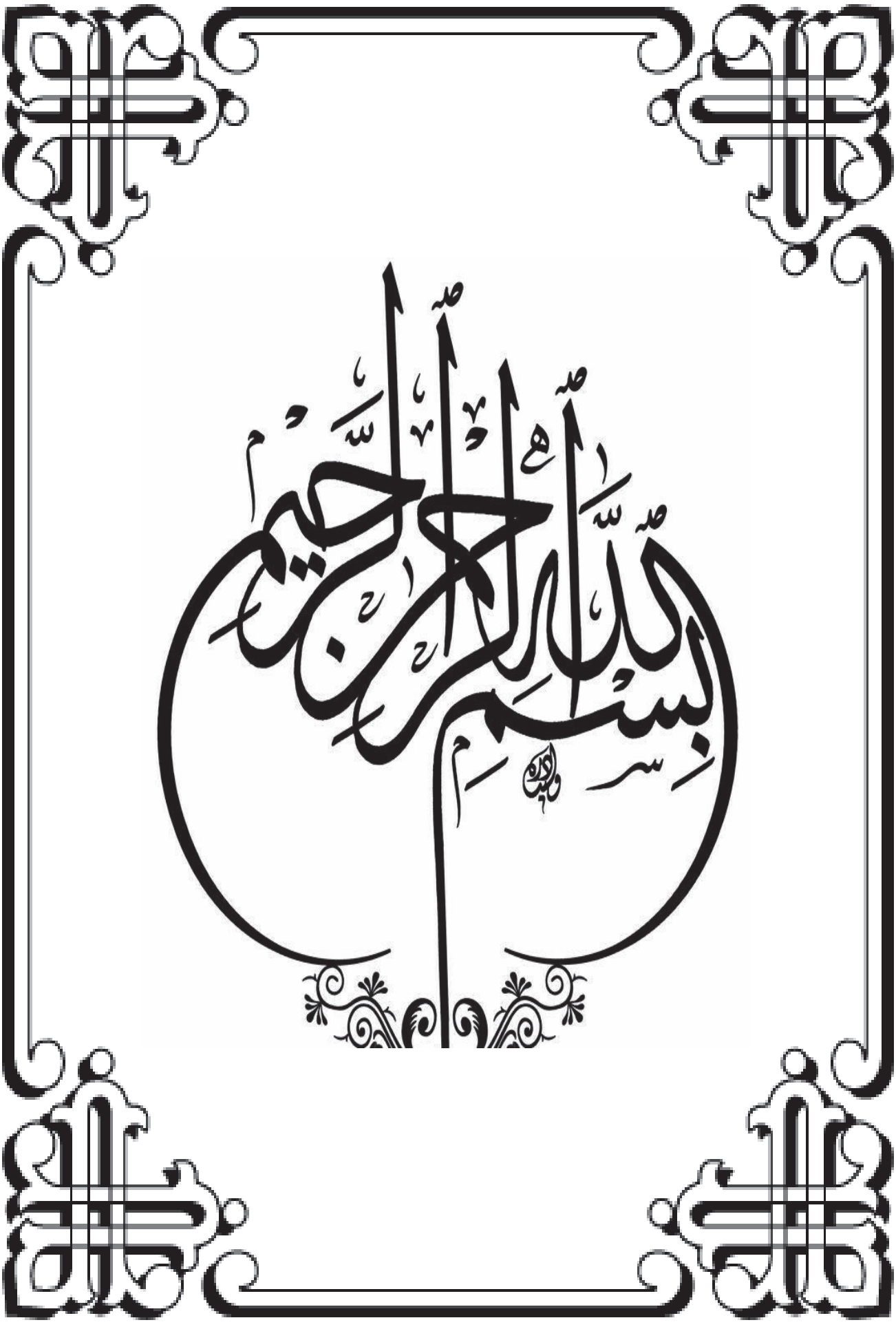
BENGHALIA Youcef
MOKADEM Oussama

Encadré par :

Dr TAKI Mohamed

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Arrivés au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail dans les meilleures conditions.

Nos vif remerciements vont à notre promoteur Monsieur **TAKI Mohamed**, *de nous avoir encadré et dirigé tout le long de notre travail.*

Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur Monsieur **BABAKHOUYA Youcef** *pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.*

A Monsieur **EL AMRANI Abderrahmane** *le Gérant de la Eurl CDT, de nous avoir proposé le sujet, et mettre à notre disposition la documentation nécessaire pour accomplir ce travail.*

Nos remerciements les plus sincères vont nos enseignants notamment **Mr.FEDGHOUCHE Mr.BENREDOUANE Mr.HADID Mr.ECHIKHE Mr.TOUNSI Mr.KARA Mr.KIBOUA Mr.OUAKLI Mme.MEZOUAR** *qui ont contribué à notre formation.*

A tous le personnel de l'entreprise **Eurl CDT** *qui ont facilité la collecte de données.*

Nous remercions les membres de jury qui nous ont Fait l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste Travail.

Enfin, nos remerciements vont à nos amis (es) de l'école ENSTP, et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu tout puissant.

Je dédie à mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais exprimer seulement par des mots. Que dieu vous protège et vous garde pour nous.

A mon précieux frère Zakarya, les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour à ton égard.

A mes deux chères sœurs Siham et Feriel que j'aime tant.

A mon binome, et très cher ami Oussama et toute sa famille.

A tout mes amis (es) de l'EPSTO et ceux de l'ENSTP spécialement de la spécialité «infrastructure de base».

A tous ceux que j'ai oublié.

youcef

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a :

Mes chers parents qui m'ont aidé, encouragé, soutenu, et guidé vers la voie de la réussite, je vous aime très fort, que Dieu vous protège ;

Mes frères et sœurs ;

Ma chère grand-mère et mes grands-pères ;

Mes oncles et tantes

Toute ma famille

Toute les personnes qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail.

A tout mes amis (es) de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et surtout à ceux de la spécialité «matériaux et structures » promotion (2018/2019).

A mon binôme Youcef et toute sa famille.

A tous ceux que j'ai oublié involontairement.

oussama

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع الى تصميم ودراسة جسر بطريقة التتابع المتتالي.يمر على واد مؤقت في إطار مشروع الطريق الاجتنابي لمدينة بومرداس ، بدأنا عملنا بتصميم عام للمشروع ، اقترحنا 3 تصاميم مختلفة ، ثم اختيار تصميم بناءً على شروط مختلفة ، ثم من خلال الأبعاد التفصيلية ، تقييم الأحمال والأحمال الزائدة ، دراسة الإجهاد المسبق ، الدراسة الطولية والدراسة العرضية ، وأخيراً دراسة البنية التحتية.
تم إنشاء النموذج بواسطة برنامج Robot 2009.

الكلمات المفتاحية : التتابع المتتالي ، جسر ، الإجهاد المسبق ، البنية التحتية .

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc réalise par la méthode d'encorbellement successif. Franchissant un oued temporaire, inscrit dans le cadre du projet de l'évitement de la ville de Boumerdes, nous avons entamé notre travail par une conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante en basant sur des différente contraintes, ensuite par le dimensionnement détaillé, l'évaluation des charges et surcharges ,l'étude de la précontrainte , l'étude longitudinale et l'étude transversale ,enfin étude de l'infrastructure .

La modélisation a été établie par le logiciel Robot 2009.

Mots clés : encorbellement successif, viaduc, la précontrainte, infrastructure,

Abstract

This modest work consists in designing and studying a bridge realized by the successive corbelling method. Passing a temporary river entered in the framework of the project of the avoidance of the city of Boumerdes, we started our work by a general design, of which we proposed 3 variants, then the choice of the variant based on different constraints, then by the detailed dimensioning, the evaluation of the loads and overloads, the study of the prestressing, the longitudinal study and the transversal study, finally the study of the infrastructure.
The modeling was established by robot 2009 software.

Key words: successive cantilever, bridge, prestressing, infrastructure,

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I — RECHERCHE BIBLOIGRAPHIQUE

Figure I.1 Différentes parties d'un pont....2
Figure I.2. Les ponts primitifs....2
Figure I.3 Pont en bois....3
Figure I.4 Pont en maçonnerie....3
Figure I.5 Pont métallique Viaduc de Garabit....3
Figure I.6 Pont a poutre....4
Figure I.7 Pont suspendus....4
Figure I.8 Pont à haubans....4
Figure I.9 Les composantes d'un voussoir....5
Figure I.10 Les câbles au niveau du bossage....7
Figure I.11 Coulis de ciment....8
Figure I.12. Force de précontrainte moyenne P_m en fonction de la portée pour la poutre précontrainte Intérieurement....9
Figure I.13. Force de précontrainte moyenne Pm en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement....9
Figure I.14 Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement en zone d'appui....10
Figure I.15 Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement en zone d'appui....10
Figure I.16 Comparaison des quantités de précontrainte en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement....11

CHAPITRE II — PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 Implantation du projet....12
Figure II.2 Etat de la zone....13
Figure II.3 Tracé en plan de la voie portée....14
Figure II.4 Profil en long de la voie portée....14
Figure II.5 Profil en travers de la voie portée....15
Figure II.6 Terrassements sur site....15

CHAPITRE III — CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT

Figure III.1 Pont a poutre en béton précontraint....17
Figure III.2 Coupe longitudinale et vue ne plan de la variante VIPP....18
Figure III.3 Les différentes sections des poutres....19
Figure III.4 Coupe transversale sur pile....19
Figure III.5 Coupe longitudinale sur pile....20
Figure III.6 Coupe longitudinale et vue ne plan de la variante 2....20
Figure III.7 Valeurs usuels des éléments en profil en travers....21
Figure III.8 Sections transversales des profilés métalliques....22
Figure III.9 Coupe transversale sur pile de la variante 2....23
Figure III.10 Coupe longitudinal de la variante 2....23
Figure III.11 coupe longitudinale et vue en plan de la variante 3....24
Figure III.12 Notation des dimensions de voussoir....25
Figure III.13 Dimension de voussoir VSP et VSC....26
Figure III.14 Coupe transversale sur pile de la variante 3....26
Figure III.15 Coupe longitudinale sur pile de variante 3....26

CHAPITRE IV — CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV.1 Limitation des contraintes des sections en B.P. 31
Figure IV.2 Numération des voussoirs. 31
Figure IV.3 La largeur roulable et chargeable 33
Figure IV.4 Les 5 cas de chargement possible. 34
Figure IV.5 Système de chargement Bc. 35
Figure IV.6 Système Br. 35
Figure IV.7 Système Bt. 36
Figure IV.8 Système de chargement Mc120. 37
Figure IV.9 Système de chargement D240 37

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1 Les déférentes phasage de construction. 38
Figure V.2 Situation temporaire de construction à considérer. 40
Figure V.3 Situation accidentelle à considérer 40
Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage. 42
Figure V.5 Aménagement des têtes des piles en phase de construction. 43
Figure V.6 Exemple de vérin de calage 43
Figure V.7 Modèle de calcul 45
Figure V.8 M_{max} à ELU 46
Figure V.9 M_{max} à ELS. 46
Figure V.10 T_{max} à ELU 46
Figure V.11 T_{max} à ELS. 47

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VI.1 Tracé en plan des câbles de fléau. 50
Figure VI.2 Tracé en élévation des câbles de fléau. 50
Figure VI.3 Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP. 51
Figure VI.4 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux au niveau des piles P1, P2 51
Figure VI.5 Disposition des câbles de continuité au niveau de clavage P1-P2 54
Figure VI.6 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau de clavage P1/P2. 54
Figure VI.7 Disposition des câbles de continuité au niveau de clavage P1/C1-P2/C2. 55
Figure VI.8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau de clavage C1/P1, P2/C2 55
Figure VI.9 Pertes de tension par frottement. 56

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1 Vue en 3D du caisson à la clef modélisé su logiciel 64
Figure VII.2 Ferraillage du voussoir à la clef 67

CHAPITRE VIII EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui. 69
Figure VIII.2 Distorsion sous effort normal 72
Figure VIII.3 Distorsion sous une rotation. 72
Figure VIII.4 Distorsion sous effort horizontal 72
Figure VIII.5 Plaque de fixation 73
Figure VIII.6 Joints de chaussée de type Wd. 75

CHAPITRE IX INFRASTRUCTURE

Figure XI.1 La pile P1 et P2 en 3D 76
Figure XI.2 Discrétisation des masses pour un séisme transversale 79
Figure XI.3 Ferraillage de la base de la pile 83
Figure XI.4 Abaque de WALTHER 83
Figure XI.5 Ferraillage de la semelle (nappe supérieure) 87

Figure XI.6 Ferraillage de la semelle (nappe inférieure).....87
Figure XI.7 Ferraillage de la semelle (vue en élévation) 87
Figure XI.8 Ferraillage du pieu en 3D.....90
Figure XI.9 Ferraillage du pieu en 2D.....90
Figure XI.10 Dimensions de la culée 91
Figure XI.11 Ferraillage du corbeau 97
Figure XI.12 Ferraillage de la semelle (nappe inférieure).....101
Figure XI.13 Ferraillage de la semelle (nappe supérieure) 101
Figure XI.14 Ferraillage de la semelle (vue en élévation) 102
Figure XI.15 Ferraillage du pieu en 3D.....104
Figure XI.16 Ferraillage du pieu en 2D.....104

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III — **CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT**

Tableau III.1 Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 1. 18
Tableau III.2 Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres principales de la variante 2. 21
Tableau III.3 Récapitulatif du pré-dimensionnement des pièces de pont de la variante 2 22
Tableau III.4 Récapitulatif du pré-dimensionnement des voussoirs de la variante 3. 25
Tableau III.5 Analyse des variantes 27

CHAPITRE IV — **CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL**

Tableau IV.1 Caractéristiques du béton 29
Tableau IV.2 Contrainte admissible a la compression du béton 30
Tableau IV.3 Contrainte admissible de traction des armatures passives 31
Tableau IV.4 Estimation du poids total des voussoirs 32
Tableau IV.5 Estimation des poids du au CCP. 32
Tableau IV.6 Les classes des ponts route. 33
Tableau IV.7 Les valeur de A(L) pour les 5 cas possible 35
Tableau IV.8 Les valeurs de δ. 36

CHAPITRE V — **ETUDE LONGITUDINALE**

Tableau V.1 Evaluation de poids propre de chaque phase. 39
Tableau V.2 Combinaison d'action. 40
Tableau V.3 Evaluation des efforts situation fondamentale. 41
Tableau V.4 Evaluation des efforts situation accidentelle. 41
Tableau V.5 Calcul de nombre de câbles de clouage. 42
Tableau V.6 Valeurs limite de la contrainte de compression. 43
Tableau V.7 Phasage de construction. 44
Tableau V.8 Combinaisons de charge en phase de service. 45

CHAPITRE VI — **ETUDE DE LA PRECONTRAINT**

Tableau VI.1 Estimation du nombre de câbles de fléau. 49
Tableau VI.2 L'allure de tracé en plan des câbles du fléau. 51
Tableau VI.3 L'allure de tracé en élévation des cables du fleau. 51
Tableau VI.4 Estimation le nombre de câbles pour la travée de rive principale. 52
Tableau VI.5 Estimation le nombre de câbles pour la travée de rive de rive 53
Tableau VI.6 L'allure de tracé en plan des câbles de continuité pour la TP 54
Tableau VI.7 L'allure de tracé en élévation des cables de contunuité pour la TP. 54
Tableau VI.8 L'allure de tracé en plan des cables de contunuité pour les TR. 55
Tableau VI.9 L'allure de tracé en élévation des cables de contunuité pour les travées de rives 55
Tableau VI.10 Contrainte dans les fibres extrêmes dans la phase de construction 60

CHAPITRE VII — **ETUDE TRANSVERSALE**

Tableau VII.1 Combinaison de charges appliquées. 64
Tableau VII.2 Les efforts extrêmes dans le voussoir clef 65
Tableau VII.3 Ferraillage passif des voussoirs. 66

CHAPITRE VIII — **EQUIPMENTS DU TABLIER**

Tableau VIII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 68
Tableau VIII.2 Déplacement due a la variation linéaire 70

Tableau VIII.3 Joint de chaussée CIPEC 74

CHAPITRE IX INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 Implantation et hauteur des appuis 76
Tableau IX.2 Raideur statique et dynamique longitudinale et transversale 77
Tableau IX.3 Les forces et les déplacements longitudinale sur chaque appuis 79
Tableau IX.4 Distribution des forces et des déplacements transversaux 80
Tableau IX.5 Evalution des efforts sur la pile (P1, P2). 81
Tableau IX.6 Les sollicitations maximal a l'ELU, l'ELS et l'ELA 81
Tableau IX.7 Evaluation des efforts pour chaque cas 84
Tableau IX.8 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée 91
Tableau IX.9 Calcul du coefficient de poussée K_{ad} 92
Tableau IX.10 Evaluation des efforts à l'ELS 93
Tableau IX.11 Evaluation des efforts à l'ELU 93
Tableau IX.12 Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée 94
Tableau IX.13 Valeurs extrêmes de la poussée dynamique 94
Tableau IX.14 Sommation des efforts sismiques de la culée 94
Tableau IX.15 Effort sismique du tablier agissant sur la culée 94
Tableau IX.16 Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée 94
Tableau IX.17 Somme des efforts permanents de la culée avec les extrêmes du tablier (statique) 95
Tableau IX.18 Evaluation des efforts à l'ELA 95
Tableau IX.19 Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition 97
Tableau IX.20 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 98
Tableau IX.21 Efforts globaux sur la semelle 99

LISTE DES NOTATION PRINCIPALES

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontraint aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I **RECHERCHE BIBLOIGRAPHIQUE**

I.1 INTRODUCTION 2
I.2 CLASSIFICATION DES PONTS 2
I.3 EVOLUTION DES PONTS 2
I.3.1 Pont primitifs 2
I.3.2 Pont en bois 3
I.3.3. Pont maçonnerie 3
I.3.4 Pont Métallique 3
I.3.5 Pont en béton arme 4
I.3.6 Pont en béton précontraint 4
I.3.7 Ponts a câbles 4
I.4 LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE 5
I.4.1 Avantage de la précontrainte extérieure 5
I.4.1.1 Amélioration des conditions de bétonnage 5
I.4.1.2 Amélioration des conditions de mise en œuvre des câbles de précontrainte 5
I.4.1.3 Amélioration des conditions d'injection 6
I.4.1.4 Possibilité de remplacement des câbles extérieurs 6
I.4.1.5 Allégement de structures et amélioration de leur résistance 6
I.4.2 Inconvénient de la précontrainte extérieure 6
I.4.2.1 Vulnérabilité de la précontrainte extérieure 6
I.4.2.2 Difficultés de réglage des tubes de passage dans le béton 6
I.4.2.3 Difficultés de manutention des vérins de mise en tension 6
I.4.3 Technologie et protection contre la corrosion 7
I.4.3.1 Câbles non remplaçable 7
I.4.3.2 Câbles remplaçable injectés au coulis de ciment sous double tubage 7
I.4.3.3 Câbles remplaçables injectés avec un produit souple 7
I.4.4 Nature et propriétés des différents matériaux constitutifs des conduits de précontrainte 7
I.4.4.1 Les armatures 8
I.4.4.2 Les gaines de précontrainte 8
I.4.4.3 Localisation des ancrages 8
I.4.4.4 Les produits d'injection 8
I.5 RESULTATS D'ETUDE COMPARATIVE ENTRE LA PRECONTRAINTE INTERIEURE ET EXTERIEURE 8
I.5.1 Quantité de précontrainte 8
I.5.2 Quantité d'armature d'effort tranchant 9
I.5.3 Comparaison des armatures des poutres précontraintes intérieurement et extérieurement 11
VI.6 CONCLUSION 11

CHAPITRE II **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1 INTRODUCTION 12
II.2 PRESONTATION DU PROJET 12
II.2.1 Objectif du projet 12
II.2.2 Situation du projet 12
II.2.3 l'obstacle a franchir 12
II.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage 13
II.3. DONNEES DU PROJET 13
II.3.1 Les donnes fonctionnelles 13
II.3.1.1 Tracé en plan 14
II.3.1.2 Profil en long 14
II.3.1.3 Profil en travers 14
II.3.2 Les données naturelles 15
II.3.2.1 Topographie 15
II.3.2.2 Géotechnique 15
II.3.2.3 Sismique du site 16
II.3.2.2 Température 16
II.3.2.5 Vent 16
II.4 CONCLUSION 16

CHAPITRE III **CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT**

III.1 INTRODUCTION 17
III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 17
III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes type VIPP » 17
III.2.1.1 Conception longitudinale 18
III.2.1.2 Conception transversale 18
III.2.2 Variante 2 « pont mixte bipoutre ». 20
III.2.2.1 Conception longitudinale 20
III.2.2.2 Conception transversale 21
III.2.3 Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif et coulé sur place » 24
III.2.3.1 Conception longitudinale. 24
III.2.3.2 Conception transversale 25
III.3 ANALYSE DES VARIANTES 27
III.4 CONCLUSION. 28

CHAPITRE IV **CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL**

IV.1 INTRODUCTION 29
IV.2 NORME ET REGLE DE CALCUL 29
IV.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX. 29
IV.3.1 Béton 29
IV.3.2 Armatures. 29
IV.3.2.1 Armatures passives 29
IIV.3.2.2 Armatures de précontraintes 29
IV.3.3 Contraintes admissibles 30
IV.3.3.1 béton 30
IV.3.3.2 Armatures 30
IV.4 EVALAUATION DES ACTIONS 31
IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic 31

IV.4.1.1 Action permanentes 31
IV.4.1.2 Action thermique 32
IV.4.2 Evaluation des actions dues au trafic 32
IV.4.2.1 Système de charge à considérer 32
IV.4.2.2 Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont et les cas de chargement 33
IV.4.2.3 Système de charge A 34
IV.4.2.4 Système de charge B 35
IV.4.2.5 Coefficient de majoration 36
IV.4.2.6 Effort de freinage 36
IV.4.2.7 Charge militaire Mc120 37
IV.4.2.1 Convois exceptionnel D240 37
III.5. CONCLUSION 37

CHAPITRE V **ETUDE LONGITUDINALE**

V.1 INTRODCTION 38
V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 38
VI.2.1 Différente phase de construction d'un fléau 39
V.2.2. Charge à prendre en compte 39
V.2.2.1 Poids propre du fléau 39
V.2.2.2 Charges de chantier 39
V.2.2.3 Charges aléatoires 39
V.2.2.4 Actions accidentelles 40
V.2.3. Combinaison d'action 40
V.2.4 Evaluation des efforts 40
V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 41
V.2.6 Calcul du nombre de câbles 41
VI.2.6.1 Calcul de la surface des cales 42
V.3 EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE 44
V.3.1 Phase de réalisation du tablier 44
V.3.2 Modélisation 45
V.3.3 Combinaison d'action 45
V.3.4 Résultats 45
V.4 CONCLUSION 47

CHAPITRE VI **ETUDE DE LA PRECONTRINTE**

VI.1 INTRODUCTION 48
VI.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 48
VI.2.1 Détermination du nombre des câbles du fléau 48
VI.2.2 Position et enrobage des câbles 49
VI.2.3 Tracé de câbles en plan 49
VI.2.4 Tracé en élévation 50
VI.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE CONTINUITE 52
VI.3.1 Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée 52
VI.3.2 Tracé des câbles de continuité 53
VI.4 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 56
VI.4.1 Pertes de tensions instantanées 56
VI.4.1.1 Pertes de tension par frottements 56
VI.4.1.2 Pertes par recul de l'encrage 56

VI.4.1.3 Pertes de tension dues à la non-simultanéité de mise en tension 57
VI.4.2 Pertes de tensions différées 57
VI.4.2.1 Perte de tension due au retrait de béton 57
VI.4.2.2 Perte de tension due au fluage 58
VI.4.2.3 Perte de tension due a la relaxation des câbles 58
VI.4.2.4 Pertes totales 59
VI. 5 VERIFICATION DES CONTRAINTES 59
VI.5.1 Phase de construction 59
VI.4.2 Phase de service 60
VI.6 Vérification de précontrainte vis-à-vis l'effort tranchant 61
VI.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS 61
VI.6.1.1 Détermination de l'effort tranchant 61
VI.6.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement 61
VI.6.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU 62
VI.7 CONCLUSION 63

CHAPITRE VII **ETUDE TRANSVERSALE**

VII.1 INTRODUCTION 64
VII.2 EVALUATUION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 64
VI.2.1 Modélisation 64
VI.2.2 Combinaison de charge 64
VI.2.3 Résultat 65
VII.3 FERRAILLAGE 65
VI.3.1 Exemple de ferraillage de l'ourdis supérieure 65
VI.3.2 Ferraillage passif du voussoir (VSP) 66
VII.4 CONCLUSION 67

CHAPITRE VIII **EQUIPEMENTS DU TABLIER**

VIII.1 INTRODUCTION 68
VIII.2 APPAREIL D'APPUI 68
VIII.2.1 Le choix de type d'appareil d'appui 68
VIII.2.2 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 68
VIII.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appuis 69
VIII.2.3.1 Hauteur nette d'élastomère 69
VIII.2.4 Vérification du dimensionnement 70
VIII.2.4.1 Stabilité au flambement 70
VIII.2.4.2 Traction dans les frettes 71
VIII.2.4.3 Condition de non glissement 71
VIII.2.4.4 Limitation de distorsion 71
VIII.2.4.5 Les plaques de fixation 72
VIII.3 ETUDE DES dés D'APPUIS 73
VIII.3.1 Dimensionnement des dés d'appui 73
VIII.3.2 Ferraillage des d'appuis 73
VIII.4 JOINT DE CHAUSSEE 74
VIII.4.1 Dimensionnement 74
VIII.4.2 Type de joints 74
VIII.5 EVACUATION DES EAUX 75

VIII.6 CONCLUSION 75

CHAPITRE IX **INFRASTRUCTUR**

IX.1 INTRODUCTION 76
IX.2 ETUDE DE LA PILE 76
IX.2.1 Conception des piles 76
IX.2.2 Evaluation de la raideur k 76
IX.2.3 Evaluation de l'effort sismique 77
IX.2.3.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal 78
IX.2.3.2 Evaluation des efforts sismique transversal 79
IX.2.3.3 Evaluation des efforts sismique verticale 80
IX.2.4 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 80
IX.2.5 Evaluation des efforts agissant sur la pile 80
IX.2.6 Combinaison des efforts 81
IX.2.7 Ferraillage de la pile 81
IX.2.7.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement 81
IX.2.7.2 Ferraillage en phase de réalisation 82
IX.2.7.3 Ferraillage en phase de service 82
IX.2.7.4 Ferraillage transversale 83
IX.2.8 Etude de la fondation sous pile 84
IX.2.8.1 Nombre de pieux 84
IX.2.8.2 Dimensions de la semelle 84
IX.2.8.3 Ferraillage de la semelle 84
IX.3 ETUDE DE LA CULEE 90
IX. 3.1 Choix de type de culée 90
IX.3.2 Pré-dimensionnement de la culée 91
IX.3.3 Vérification de la stabilité de la culée 92
IX.3.3.1 Evaluation des efforts dû aux poussées 92
IX.3.3.2 Etude statique de la culée 93
IX.3.3.3 Etude sismique de la culée 93
IX.3.4 Ferraillage des éléments de la culée 95
IX.3.4.1 Ferraillage du mur garde grève 95
IX.3.4.2 Ferraillage de la dalle de transition 96
IX.3.4.3 Ferraillage du corbeau 97
IX.3.4.4 Ferraillage du mur frontal 98
IX.3.4.5 Ferraillage des murs en retour 98
IX.3.5 Ferraillage de la semelle et des pieux 99
IX.4 CONCLUSION 104

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSTION GENERALE 105
ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on est amené à réaliser un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes et cela selon leur nature, on distingue deux types de contraintes, naturelles telles que les oueds, les rivières et les montagnes ou artificielles comme les chemins de fer et les routes. Pour les franchir, On construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art
Le terme Ouvrages d'Art est composé de deux mots

- « Ouvrages » qui indiquent les constructions.
- « Art » qui indique la nécessité de la prise en compte de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Cette définition n'est aussi précise dans la mesure où elle ne fait intervenir aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Et pour cela et avec la variété des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur en travaux publics.

Afin de fluidifier la circulation automobile et de soulager la ville d'un trafic de plus en plus important, la direction des travaux publics de la wilaya de Boumerdès a lancé un projet d'évitement de la ville de Boumerdès CW146 – RN24 sur 10 Kms. Cet évitement comprend deux ouvrages d'art à réaliser (viaduc V1, viaduc V2) avec deux techniques et méthodes de réalisation différentes, qui dépendent de plusieurs facteurs qui sont le type de la structure et de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

C'est dans ce cadre que s'intitule notre projet de fin d'étude, Il s'agit en fait, De conception et étude d'un ouvrage d'art situé au PK 11+480. Pour bien mener ce travail, Nous avons structuré le mémoire en neuf chapitres :

Le premier chapitre comprend à une étude bibliographique comprenant des généralités sur les déférentes type de pont et une synthèse bibliographique sur la précontrainte extérieure.

Le deuxième et les troisièmes chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à la conception.

Les cinq chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Le neuvième chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

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

Chapitre I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : La précontrainte extérieure



ENSTP 2018/2019

I.1.INTRODUCTION

L'homme cherche tous les jours à découvrir et explorer son monde , ce qu'il a poussé à créer et développer des réseaux de navigation déférents ; réseaux routiers, ferroviaires, marins et aériennes, ces derniers mené l'homme à construire des constructions importantes qui l'aide à franchir des déférents obstacles naturels (rivière, montagne…) et artificielles (voie ferrée ,route…) parmi ces constructions les ponts qui sont datés à 850 A.V J-C.

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel.

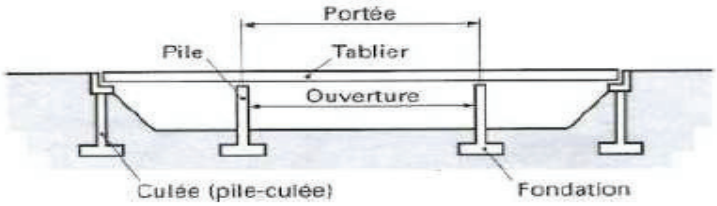


Figure I.1. Différentes parties d'un pont [17]

I.2.CLASSIFICATION DES PONTS

On peut classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc1 ...etc.).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus.
- Ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.).
- La forme (ponts droits, ponts biais2, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
- La voie portée (passage supérieur ou inférieur).

I.3.EVOLUTION DES PONTS

I.3.1.Pont primitifs

Les ponts primitifs ont été construits en 850 av J-C, destiné aux piétons, pour franchir une rivière ou un ravin.

Les matériaux utilisés dans leur construction sont généralement des matériaux locaux comme la pierre, bois et liane.

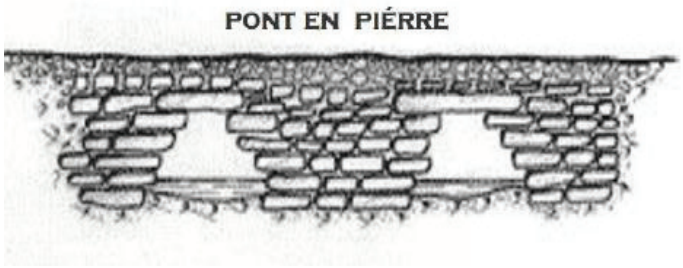


Figure I.2. Les ponts primitifs [18]

I.3.2. Pont en bois

Ce type de pont est né en 55 av J-C par les Romains et cela pour le passage des chariots lourdement chargé, d'où le bois possède une bonne caractéristique mécanique et permet les assemblages.

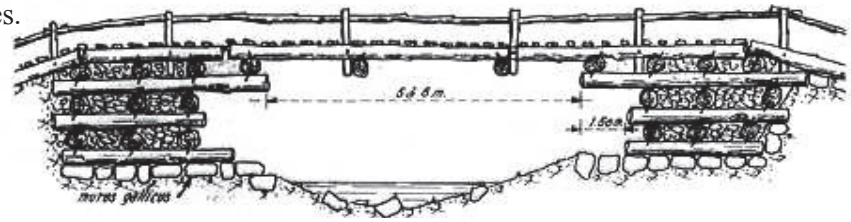


Figure I.3. Pont en bois [17]

I.3.3.Pont maçonnerie

La limite d'utilisation des ponts en bois, et la découverte du ciment par les Romains a fait naissance des ponts maçonneries qui sont construit en voûte ou (succession des arches) constitué de pierre taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimées.



Figure I.4. Pont en maçonnerie [15]

I.3.4.Pont Métallique

L'historique des ponts métalliques est liée à l'évolution continue des matériaux employés la fonte, fer laminé, acier qui possède une bonne résistance à la traction ainsi une grande ductilité, le fer a permet la confection des 1^{ére} poutre métallique à âme pleine .qui ont été développé en poutre triangulé pour l'économie de la matière.



Figure I.5. Pont métallique [16]

I.3.5.Pont en béton arme

La découverte du béton armé a donné l'apparition du premier pont avec ce matériau en 1890, il s'agit d'un pont en arc coulé sur des cintres en bois, avec le temps ils ont utilisé les poutres en béton armé qui sont plus économique.

I.3.6.Pont en béton précontraint

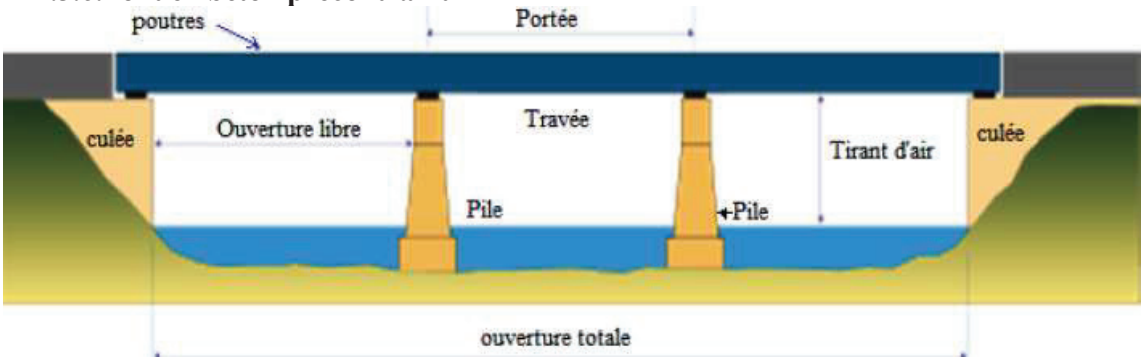


Figure I.6. Pont a poutre [17]

I.3.7.Ponts a câbles

Cette catégorie revient au XIXe siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches on diminuant les nombres de pile et on utilisant des câbles pour soutenir le tablier. On peut distinguer deux types de pont à câbles :

- **Les ponts suspendus :** sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.

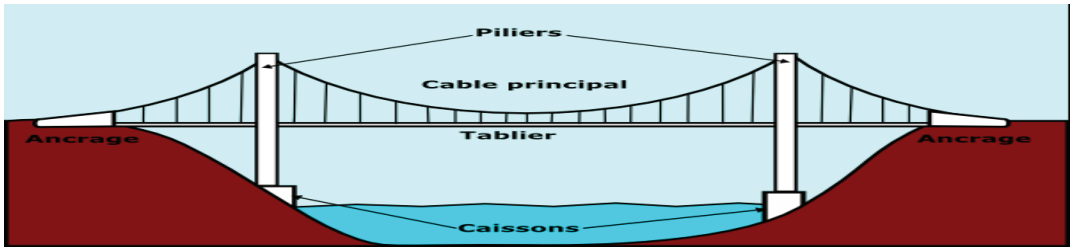


Figure I.7. Pont suspendus [17]

- **Les ponts à haubans** : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans.

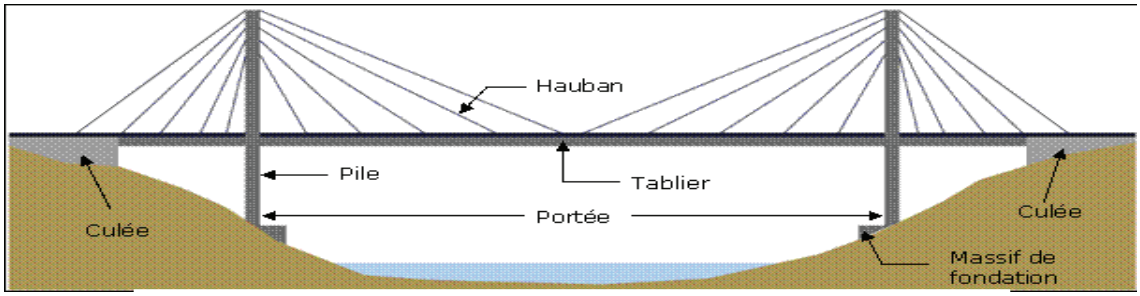


Figure I.8. Pont à haubans [17]

I.4.LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE

La « précontrainte » est un concept inventé par Eugène Freyssinet. Ce terme signifiant « contraint avant » il indique que le béton est soumis à un serrage préalable. Le béton précontraint est alors soumis à une compression qui se superpose aux éventuelles tractions réduisant ainsi les risques de fissuration.

L'utilisation de la précontrainte extérieure dans le domaine des ponts connait depuis quelques années une extension spectaculaire, l'évolution de la technologie, notamment la mise en point de système de protection contre la corrosion ainsi que le développement de câble de forte puissance, favorisent l'application large de la précontrainte extérieure.

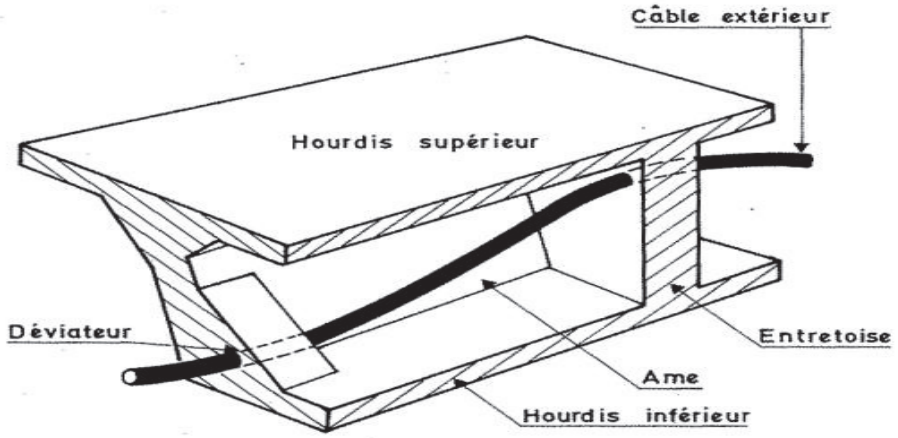


Figure I.9.Les composantes d'un voussoir [17]

I.4.1.Avantage de la Précontrainte extérieure

La précontrainte extérieure, qu'elle soit totalement extérieure au béton ou mixte, présente de nombreux avantages.

I.4.1.1.Améloiration des conditions de bétonnage

La suppression totale des câbles intérieurs au béton améliore considérablement le bétonnage, en facilitant la descente du béton qui ne rencontre plus l'obstacle des conduits.

Cette amélioration des conditions de bétonnage donne toutes les garanties d'obtenir des résistances élevées dans l'ouvrage, et permet d'en diminuer les épaisseurs.

I.4.1.2.Amelioration des conditions de mise en œuvre des câbles de précontrainte

On supprime les problèmes de mise en place des conduits pour tous les câbles qui passent à l'extérieur du béton ,on facilite la mise en place des gaines des câbles qui restent dans le béton, grâce à la réduction de leur nombre et à la simplification de leur tracé (ils sont en général rectilignes).

Les câbles extérieurs ne subissent des pertes par frottement qu'à leur passage dans le béton.

Les câbles qui restent inferieure au béton, ayant un tracé très simplifié, ont moins de pertes que des câbles de tracé classique.

I.4.1.3.Amélioration des conditions d'injection

La grande accessibilité des câbles extérieurs au béton facilite les opérations d'injection et leur contrôle.

La simplification du tracé des câbles qui restent intérieurs au béton améliore aussi les conditions de leur injection.

I.4.1.4.Possibilité de remplacement des câbles extérieurs

La précontrainte extérieure peut être conçue pour permettre le remplacement de l'un quelconque des câbles extérieurs au béton, un tel remplacement qui n'a d'intérêt que si le câble présente des singes de désordre.

Cet avantage ne dispense pas de se réserver la possibilité de mettre en place ultérieurement quelque câble additionnel extérieur au béton, destinés à renforcer l'ouvrage en cas de besoin.

I.4.1.5.Allégement de structures et amélioration de leur résistance

L'absence de tout conduit dans les âmes permet d'alléger les structures a précontrainte extérieure, tout en améliorant leur résistance réelle par la suppression ou la limitation du nombre des « trous » que représente les câbles intérieurs au béton, qui sont autant de points faible de la section.

I.4.2.Inconvenient de la précontrainte extérieure

I.4.2.1.Vulnérabilité de la précontrainte extérieure

Les câbles extérieurs sont beaucoup plus exposés aux agressions de toute nature, Ils sont particulièrement sensible au feu.

I.4.2.2.Difficultés de réglage des tubes de passage dans le béton

Si la précontrainte extérieure permet de simplifier considérablement la mise en place des conduits, puisque il suffit de les disposer aux rares passages du câble dans le béton (dans les pièces d'ancrage et de déviation) ces conduits doivent être rigides et placés avec une très bonne précision.

I.4.2.3.Difficultés de manutention des vérins de mise en tension

La précontrainte extérieure au béton conduit à utiliser des câbles de précontrainte de forte puissance, pour limiter le nombre et l'encombrement : on utilise couramment des câbles 19 T 15, et des câbles plus puissants pour les grandes portées. Mais le poids des vérins de mise en tension rend leur manipulation délicate. Le projet doit prévoir toutes les dispositions nécessaires à un déplacement et à une mise en position faciles de ces vérins.

I.4.3.Technologie et protection contre la corrosion

La technologie est différente selon que les câbles sont ou non conçus pour être remplaçables. Plusieurs solutions technologiques permettent de remplacer les câbles extérieurs en cas de besoin.

I.4.3.1.Cables non remplaçable

Lorsqu'il n'est pas prévu de permettre le remplacement éventuel des câbles, la meilleure protection et la plus économique consiste à injecter les câbles extérieurs au coulis de ciment. Les conduits sont généralement des tubes en polyéthylène à haute densité (PEHD) dans les parties où le câble est libre ; ils sont directement raccordés à des tubes métalliques rigides, cintrés, qui assurent le passage dans le béton.

I.4.3.2.Cables remplaçable injectés au coulis de ciment sous double tubage

Pour faciliter le démontage d'une précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment, il faut mettre en œuvre une double enveloppe dans les parties où le câble traverse le béton pour que le câble puisse se déplacer sur lui-même dans les zones où il traverse le béton. Son tracé doit donc être rectiligne ou circulaire dans chacune de ces zones.

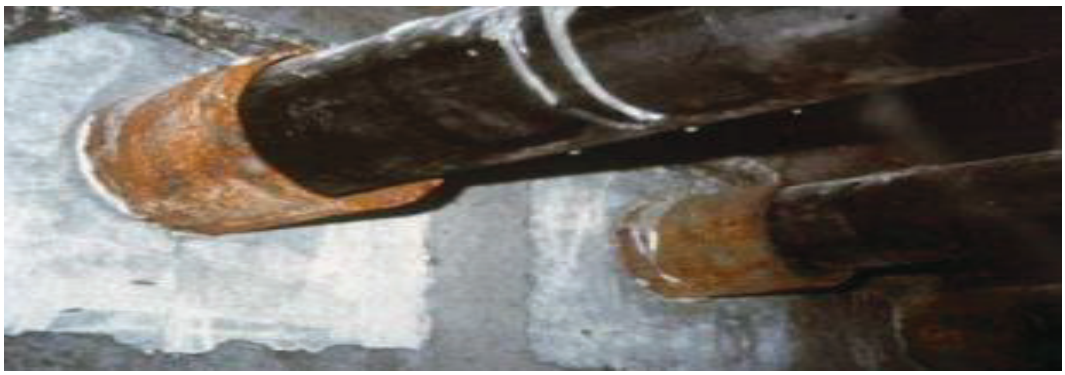


Figure I.10.Les câbles au niveau du bossage [5]

L'opération de démontage d'un câble extérieur injecté au coulis de ciment ne doit pas être menée sans précautions : il faut éviter que la coupure du câble ne soit brutale et mette en danger le personnel qui procède à cette opération.

I.4.3.3.Câbles remplaçables injectés avec un produit souple

Une autre solution pour permettre le remplacement des câbles extérieurs au béton consiste à les injecter à l'aide d'un produit souple.

- **Nature du produit d'injection**

Plusieurs solutions ont été envisagées pour injecter une graisse qui ait une viscosité très élevée et qui permet de rester figée dans les gaines en limitant les risques de fuite.

I.4.4.Nature et propriétés des différents matériaux constitutifs des conduits de précontrainte

I.4.4.1.Les armature

Les aciers utilisés comme armature de précontrainte doivent avoir une résistance mécanique importante (résistance à la rupture de l'ordre de 1800 à 2000 MP a). Ce sont des aciers non ou peu alliés à environ 0, 8% de carbone. Les armatures métalliques sont confectionnées sous forme de torons m´métalliques qui sont un assemblage de fils enroulés en hélice autour d'un fil central. Les torons les plus couramment utilisés sont à 7 fils. Plusieurs torons forment un faisceau de torons. Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension qu'en post-tension .



Figure I .11.Coulis de ciment [17]

I.4.4.2.Les gaines de précontrainte

Les gaines de précontrainte extérieure sont en polyéthylène de haute densité (PEHD). Elles protègent de manière efficace les torons contre la pénétration d'eau car leur composition chimique est similaire à celle des huiles ou des graisses. Le caractère protecteur de la gaine peut être altéré par la température en service. En effet, le facteur thermique joue un rôle dans l'apparition des fissurations annulaires ou longitudinales sur les gaines en PEHD (fissuration sous contrainte.

I.4.4.2.Localisation des ancrages

L'ancrage de câbles extérieurs sur des bossages d'ancrage placés sur les âmes, les hourdis ou à la liaison des deux est notablement plus difficile que celui de câbles intérieurs : il apparaît un important effort de cisaillement à la liaison entre le bossage et le reste de la structure.

I.4.4.3.Les produits d'injection

Pour assurer la pérennité des conduits de précontrainte des ouvrages d'art, il est important de rendre les armatures métalliques hors d'atteinte d'éventuels agents agressifs. C'est le rôle du matériau injecté dans le conduit. Dans cette optique, il est indispensable d'avoir une quantité suffisante de matériau pour pouvoir enrober complétement l'acier et ainsi le protéger. Plusieurs matériaux peuvent être injectés, parmi les plus utilisés on retient le coulis de ciment et la cire.

I.5.RESULTATS D'ETUDE COMPARATIVE ENTRE LA PRECONTRAINTE INTERIEURE ET EXTERIEURE

Cette partie présente les résultats de l'étude numérique comparative réalisée par l'Office fédéral des routes (OFROU) au laboratoire de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) en 1998.

I.5.1.Quantités de précontrainte

- **Précontrainte intérieure**

La figure **I.12** montre la force de précontrainte intérieure moyenne requise **Pm** en fonction de la portée pour les élancements l/h = 15, l/h=20 et l/h=25.

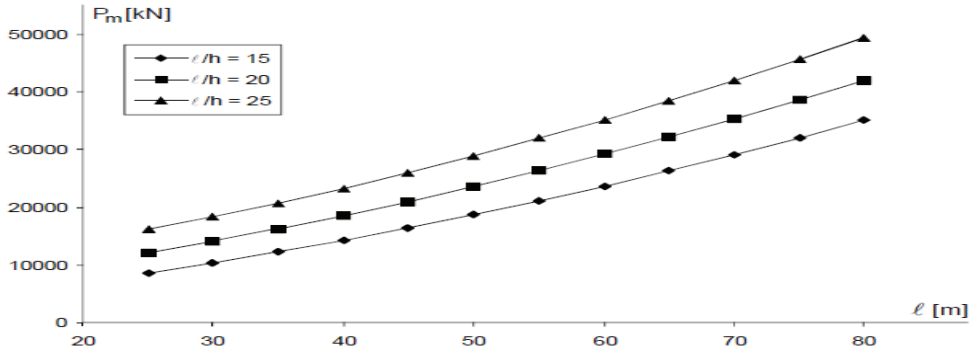


Figure I.12. Force de précontrainte moyenne P_m en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement. [8]

Pour un élancement donné, la force de précontrainte moyenne augmente avec la portée. Cette augmentation est approximativement linéaire pour des portées entre 25 et 60 m.

Passer d'un élancement de 15 à 25 conduit par exemple à une augmentation de 68 % de la force de précontrainte requise pour une portée de 35 m, et de 44 % pour une portée de 70 m. A partir de la force de précontrainte moyenne **Pm** .

- **Précontrainte extérieure**

La force de précontrainte **P_m** a été calculée pour les poutres précontraintes extérieurement sur la base des mêmes critères que pour la précontrainte intérieure.

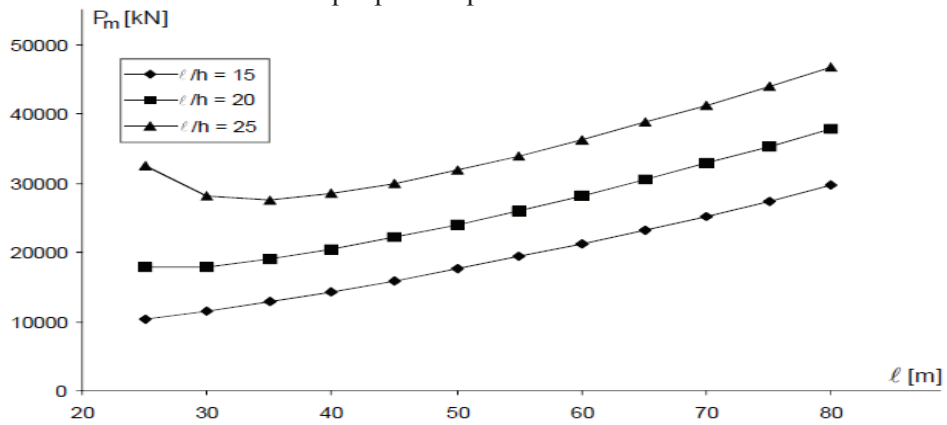


Figure I.13. Force de précontrainte moyenne Pm en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement. [8]

Dans le domaine des faibles portées, un grand élancement requiert une quantité de précontrainte élevée. Cela est dû à la faible hauteur de la section qui implique que la flèche disponible pour les câbles est très réduite.

La force P_m tend vers l'infini lorsque la hauteur tend vers la valeur où la flèche est nulle. Pour un élancement donné, la précontrainte calculée a donc un minimum pour une certaine portée. (Il faut préciser que ce domaine est théorique, puisqu'il correspond à des hauteurs de poutre inférieures à 2 m).

I.5.2.Quantités d'armature d'effort tranchant

L'armature passive verticale (étriers) d'effort tranchant a été calculée pour les sections d'appui de la travée centrale.

- **Précontrainte intérieure**

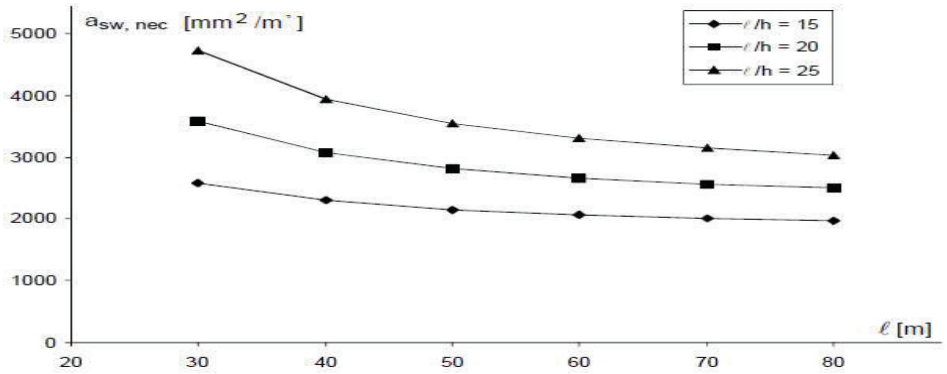


Figure I.14. Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement en zone d'appui. [8]

La figure **I.14** montre la quantité d'armature d'effort tranchant en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement. Cette quantité d'armature diminue avec la portée bien que l'effort tranchant augmente. L'augmentation de l'effort tranchant avec la portée est plus que compensée par les deux effets suivants :

- Augmentation, pour un élancement donné, de la hauteur de la section avec la portée.
- Réduction de l'inclinaison $\langle_0$ résultant de l'augmentation de la force de précontrainte avec la portée.

- **Précontrainte extérieure**

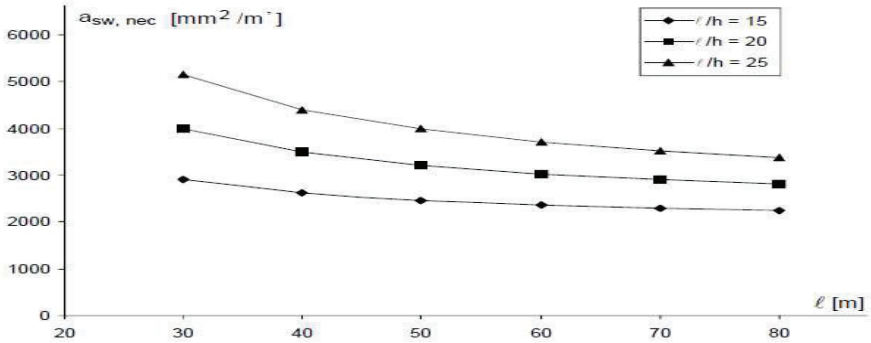


Figure I.15.Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement en zone d'appui [8]

La figure **I.15** montre la quantité d'armature d'effort tranchant en fonction de la portée pour les poutres précontraintes extérieurement. Celle-ci montre la même tendance décroissante que pour les poutres précontraintes intérieurement.

I.5.3.Comparaison des armatures des poutres précontraintes intérieurement et extérieurement

Dans la figure **I.16**, les courbes des figures **I.12** et **I.13** sont superposées pour permettre de comparer les quantités de précontrainte en fonction de la portée pour les trois élancements. La superposition montre que pour des portées inférieures à 40 m, la précontrainte extérieure exige plus de précontrainte pour tous les élancements. La différence de quantité de précontrainte augmente avec l'élancement, et peut dépasser 50 % pour une portée de 30 m. Cependant, l'avantage de la précontrainte intérieure en terme de force et de section de précontrainte diminue avec la portée, et a même tendance à s'inverser au profit de la précontrainte extérieure pour des grandes portées. Cela résulte du fait que pour des poutres de grande hauteur, l'effet pénalisant de la réduction de la flèche des câbles extérieurs est plus que compensé par le gain de poids des poutres précontraintes extérieurement (âmes plus minces).

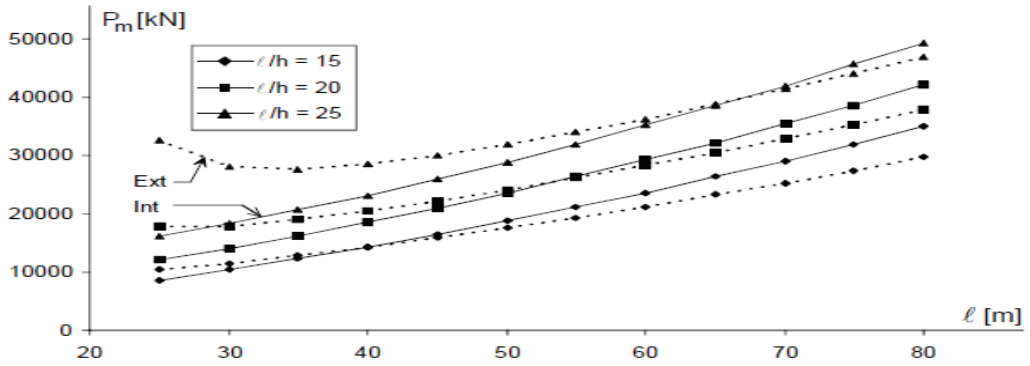


Figure I.16.Comparaison des quantités de précontrainte en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement. [8]

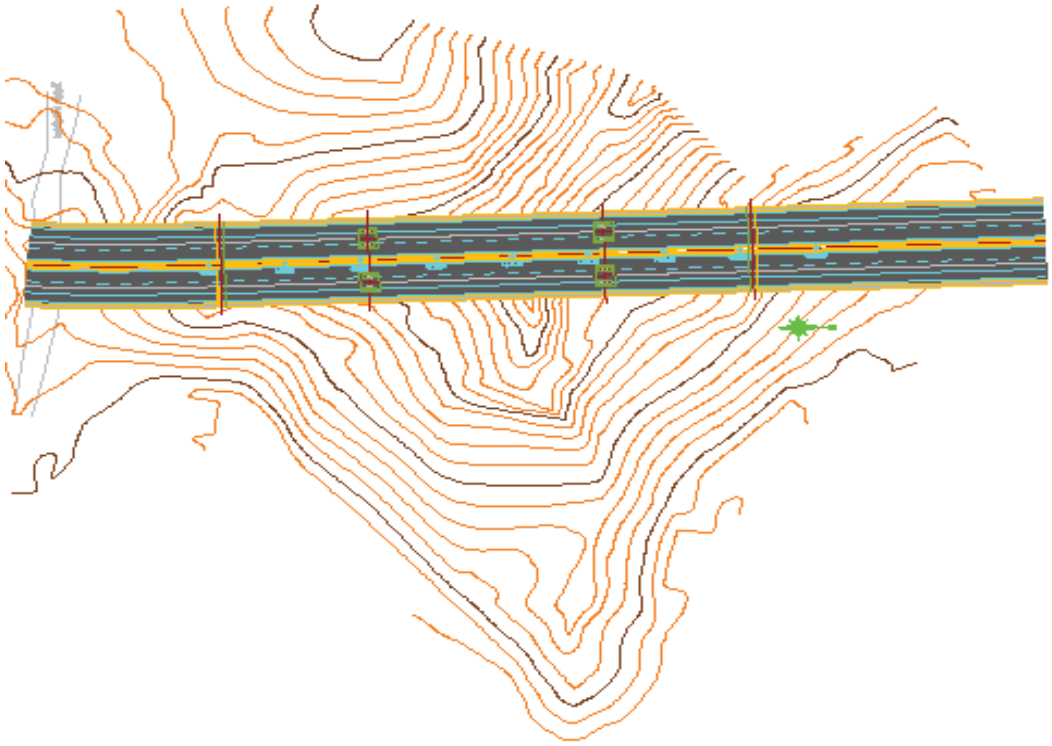
I.6.CONCLUSION

Les deux types de précontrainte intérieure et extérieure ont leurs avantages respectifs et distincts. La précontrainte intérieure au béton est généralement plus simple à implémenter, permet une meilleure utilisation de la résistance de l'acier de la précontrainte a la rupture, et a un cout unitaire plus bas. Par contre la précontrainte extérieure permet d'optimiser la forme de la section transversale, de contrôler ultérieurement l'état et la tension dans les câbles, et éventuellement de les remplacer.

Le renforcement d'ouvrage existant constitue une application parallèle intéressante de la précontrainte extérieure, c'est d'ailleurs l'expérience du renforcement d'ouvrage dans les années soixante-dix par des câbles extérieurs au béton qui a mis en évidence les avantages de la précontrainte extérieure et a conduit les projecteurs à envisager son utilisation pour la construction d'ouvrages neufs.

Chapitre II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



ENSTP 2018/2019

II.1.INTRODUCTION

Pour ce qu'il est de conception on doit assurer la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, on distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception, Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2.PRESENTATION DU PROJET

II.2.1.Objectif du projet

Notre projet de fin d'études, rentre dans le cadre du projet de l'évitement de la ville de Boumerdès sur 10Kms, Ce dernier permet d'alléger la congestion que la wilaya subit ces dernières années.

II.2.2.Situation du projet

L'ouvrage se situe dans une zone rurale à relief difficile au PK 11+480 de la région

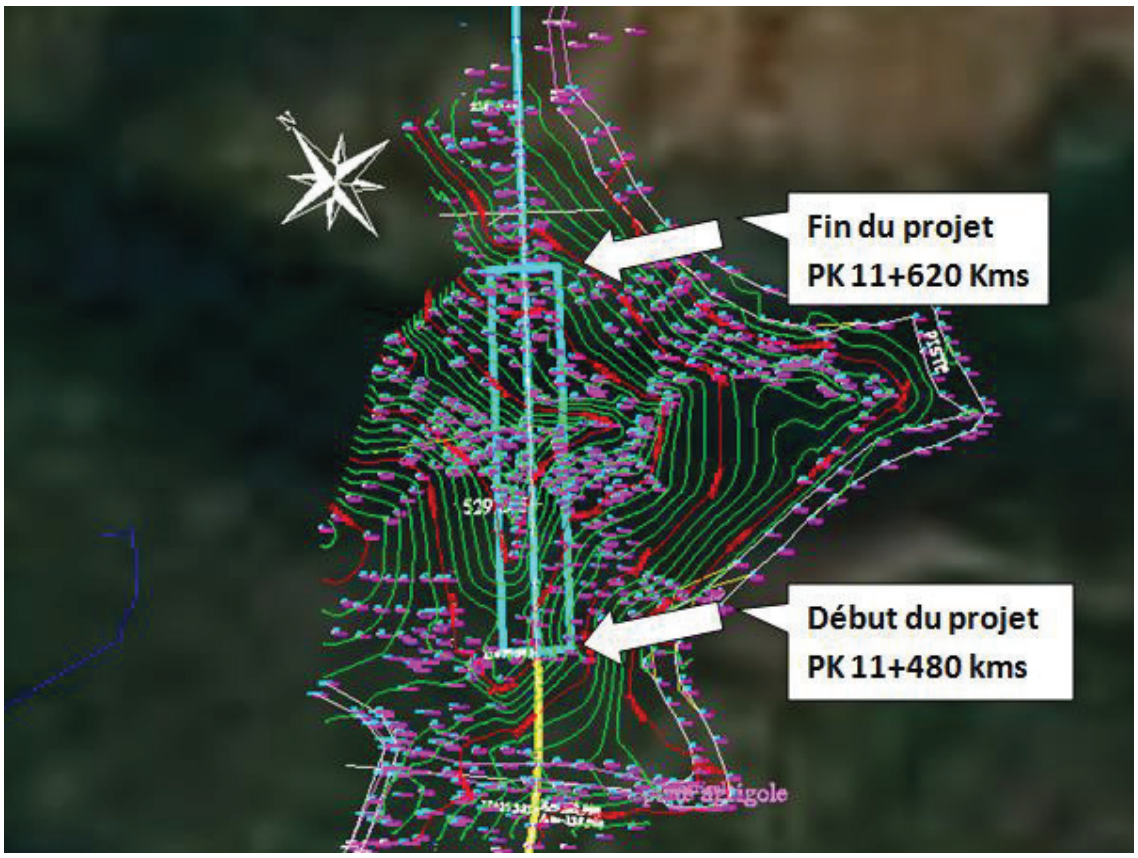


Figure II.1.Implantation du projet

II.2.3.L'obstacle à franchir

L'obstacle que notre ouvrage doit franchir représente un oued traversant une zone montagneuse.



Figure I.2.Etat de la zone

II.2.4.Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont fixées par le tracé routier et comprennent ce qui suit :

- Viaduc sens ZEMMOURI vers TIDJELABINE :

- longueur : 140m du PK 11+480 au PK 11+620
- largeur du tablier : 12.5m
- la pente : 0.5%

- Viaduc sens TIDJELABINE vers ZEMMOURI :

- longueur : 140m du PK 11+620 au PK 11+480
- largeur du tablier : 12.5m
- la pente : 0.5%

II.3.DONNEES DU PROJET

II.3.1.Les données fonctionnelles

II.3.1.1.Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit et de longueur totale de 140.

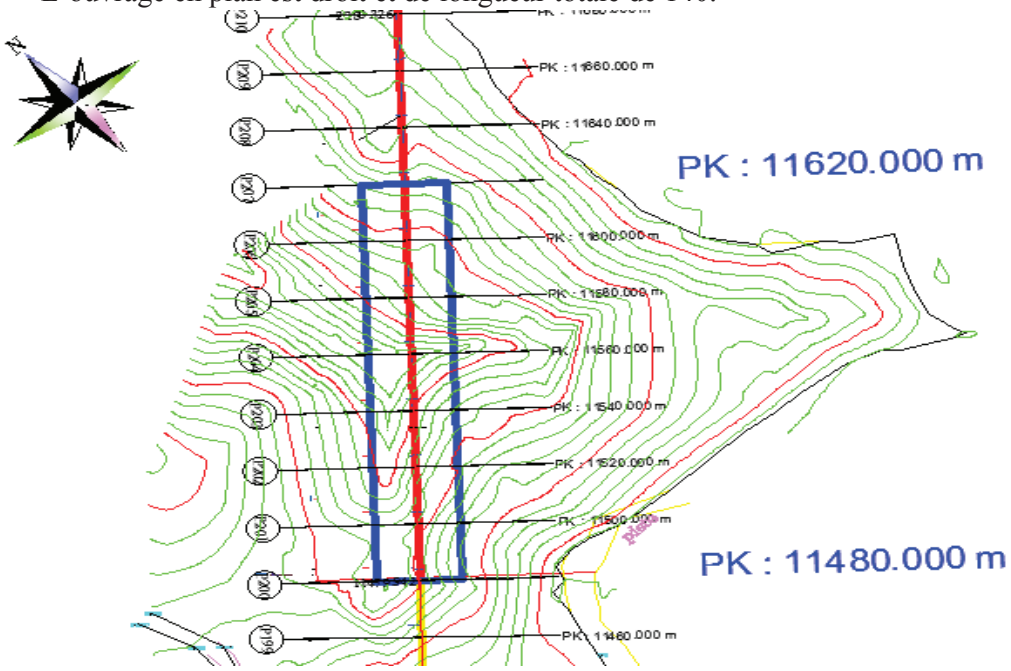


Figure II.3.Tracé en plan de la voie portée

II.3.1.2.Profil en long

En ce qui concerne la vue en élévation, le tracé routier de l'ouvrage présente une pente faible de 0.5%.

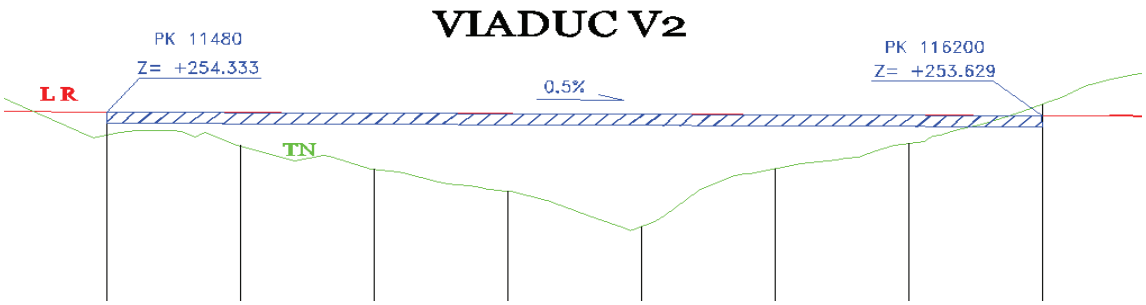


Figure II.4.Profil en long de la voie portée

I.3.1.3.Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée comporte :

- Trottoir : 1.8 m
- C1: barrière niveau H (BN4) seule H3: 0.5m
- Gargouille : 0.7 m
- Chaussée 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 9.5m
- Bande séparative : 1m
- Chaussée 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 9.5m

- C1: barrière niveau H (BN4) seule H3: 0.5m
- Gargouille : 0.7 m
- Trottoir : 1.8m

Donc on aura au total une largeur d'ouvrage de 26m, soit 12.5m par sens.

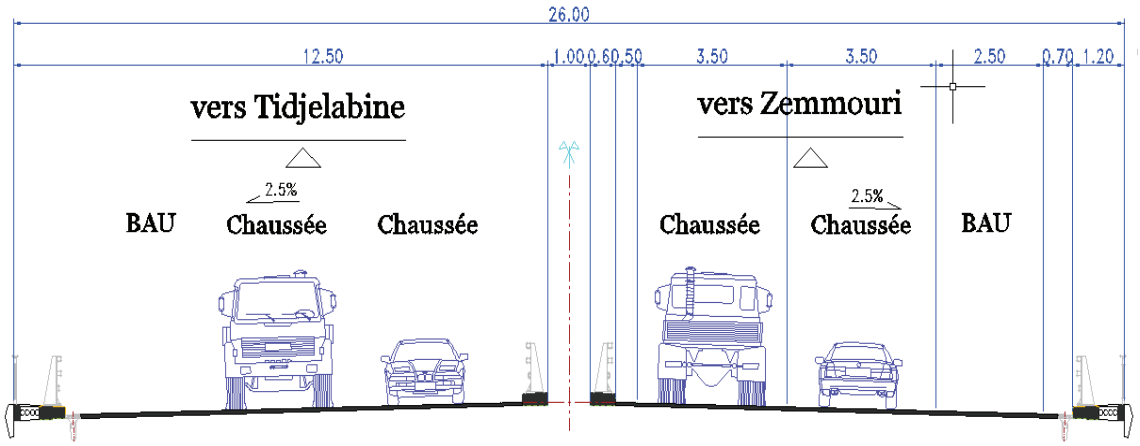


Figure II.5.Profil en travers de la voie portée

II.3.2.Les données naturelles

II.3.2.1.Topographie

Au cours de la visite du site effectuée par l'équipe de projet on a remarqué la complicité du relief.



Figure II.6.Terrassements sur site

II.3.2.2.Géotechnique

L'étude du sol a pour objectif de déterminer la nature, la disposition ainsi que les épaisseurs des différentes couches stratigraphique et surtout les caractéristiques physiques, mécaniques et chimique. Et ce pour adapter notre projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondations (type et ancrage), le taux de travail et l'évaluation des risques susceptibles (stabilité, agressivité, gonflement…).

- Essais in situ
- Essais au laboratoire
- Recommandations pour les types de fondation

II.3.2.3.Sismicité du site

Le pont se situe dans une région rurale de la Wilaya de Boumerdès qui est classée comme une zone de forte sismicité (III) selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.3.2.4.Température

Les amplitudes thermiques annuelles sont en général faibles dans la wilaya ; ceci étant dû à la proximité de la mer. La température moyenne est de 18° près de la cote et de 25° à l'intérieur des terres (Agence Nationale de Développement de l'Investissement).

II.3.2.5.Vent

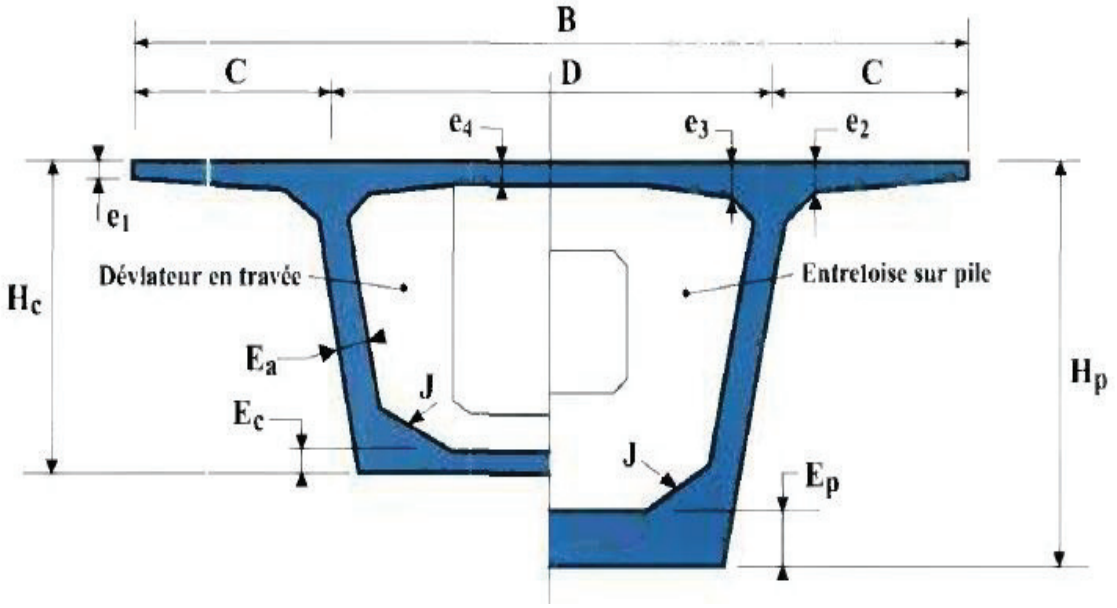
La wilaya de Boumerdès se trouve classée dans la gamme de vitesses allant de 3 à 4 m/s (classe 2) (Centre de Développement des Energies Renouvelables).

II.4.CONCLUSION

Un ouvrage construit in situ, sert à franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation que peut rencontrer notre voie de circulation, dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet ainsi que l'obstacle à franchir, les données naturelles et fonctionnelles, Afin de pouvoir faire la conception la mieux adaptée à notre ouvrage.

Chapitre III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT



ENSTP 2018/2019

III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à la conception par la proposition de trois variantes, la conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont le but est l'optimisation technique et économique vis-à-vis l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles rencontrées, tout en donnant une importance à l'aspect architectural, pour cela il faut connaitre les différentes contraintes susceptibles à être rencontrées et les solutions envisageables, la comparaison de ces deux ensembles nous mène à retenir la solution, ou les solutions, qui paraissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront par la suite l'objet d'une étude approfondie. C'est une opération de synthèse dans laquelle de nombreux paramètres interviennent et qui fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

- Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage sont les suivants :

- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).
- L'emplacement possible des appuis
- La nature du sol de fondation
- Le gabarit à respecter
- La brèche de l'ouvrage
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes type VIPP »

Un pont à poutre type VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post tension) représente la solution la plus simple et la plus utilisée quand est amené à choisir entre plusieurs ouvrages, grâce à leurs grand avantage et leur intérêt économique.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.

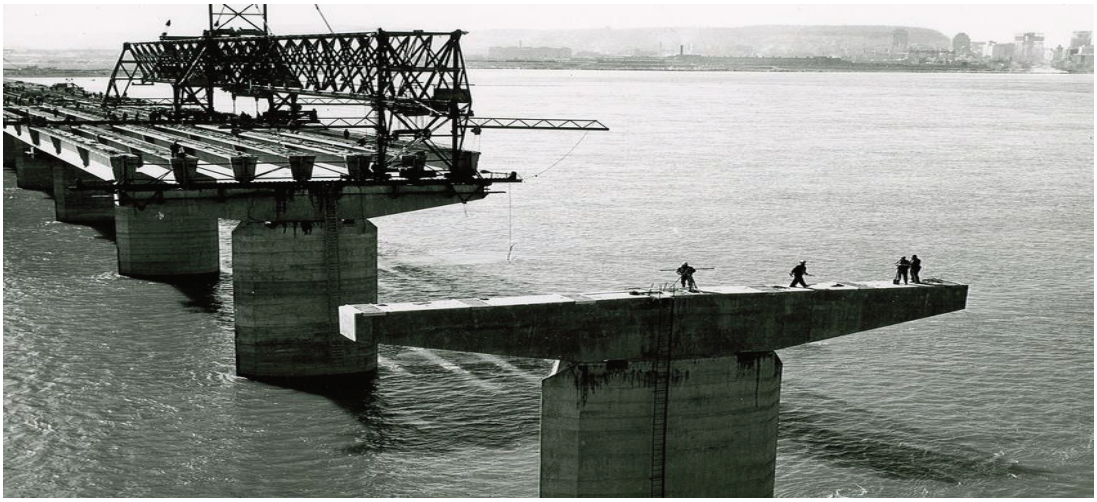


Figure III.1.Pont à poutres en béton précontraint –pont champlain-[19]

Cette variante comporte des appuis d'une certaine hauteur qui découpe la brèche par une série de travées de longueur égales.

III.2.1.1.Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 3 travées équidistantes de 40m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 120m. **La figure III.2** représente le profil long et le tracé en plan de la variante.

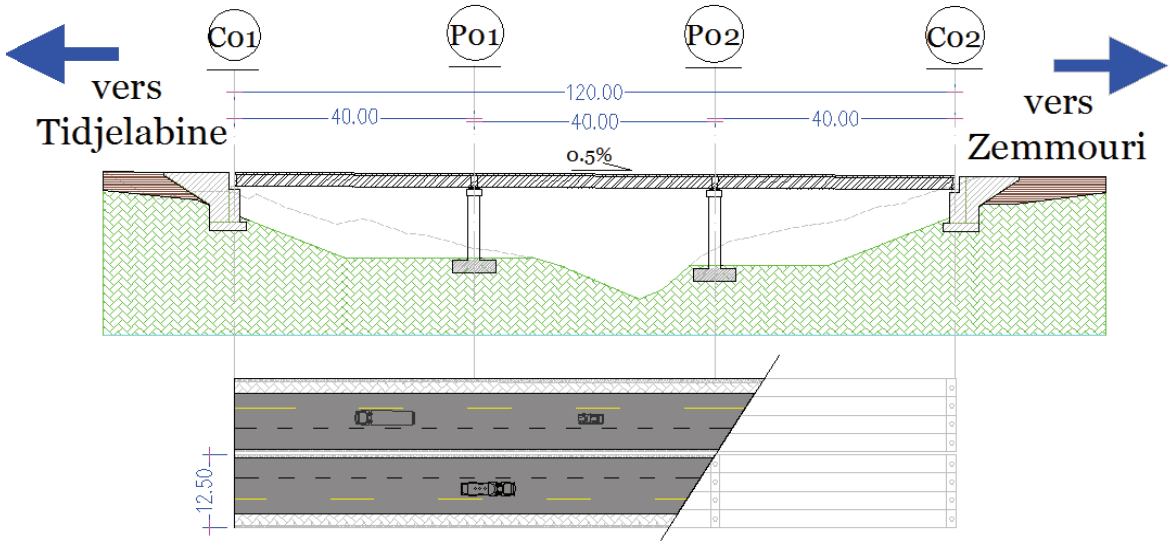


Figure III.2. Coupe longitudinale et vue ne plan de la variante VIPP

III.2.1.2.Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

Tableau III.1.Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	200 cm
Epaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
Hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	225 cm
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00m$	160 m
Epaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	15 cm
Epaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25 cm
Epaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	35 cm
Epaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	50 cm
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	1120 cm

Largeur de la table de compression	Pour assurer la stabilité vis-à-vis le déversement de la poutre $b \geq 0.6 \times H_p$	120 cm
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	8
Epaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	12
Largeur de talon	$L_t = (lxL^2) / (H_t^2/K) / N$; Avec $1100 \leq K \leq 1300$	50 cm
Entretoise d'about	/	35 x 160 cm^2

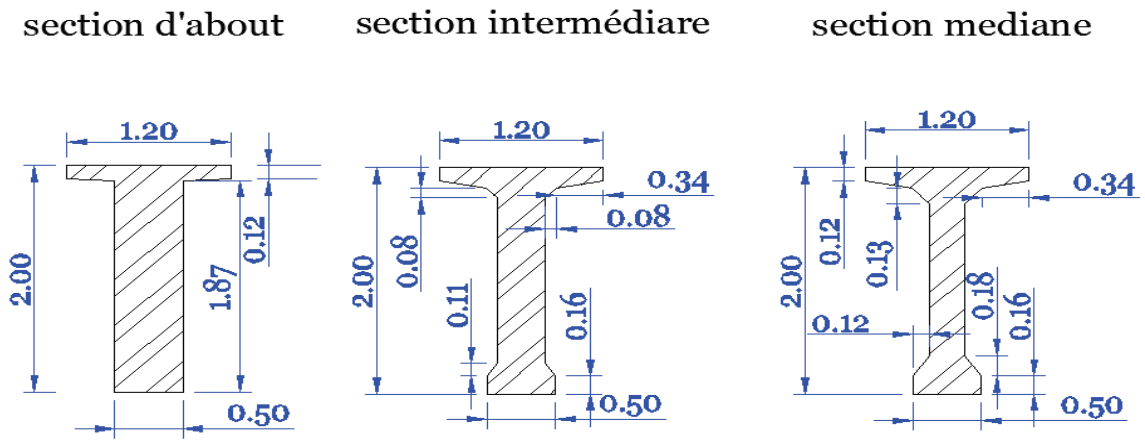


Figure III.3.Les différentes sections des poutres

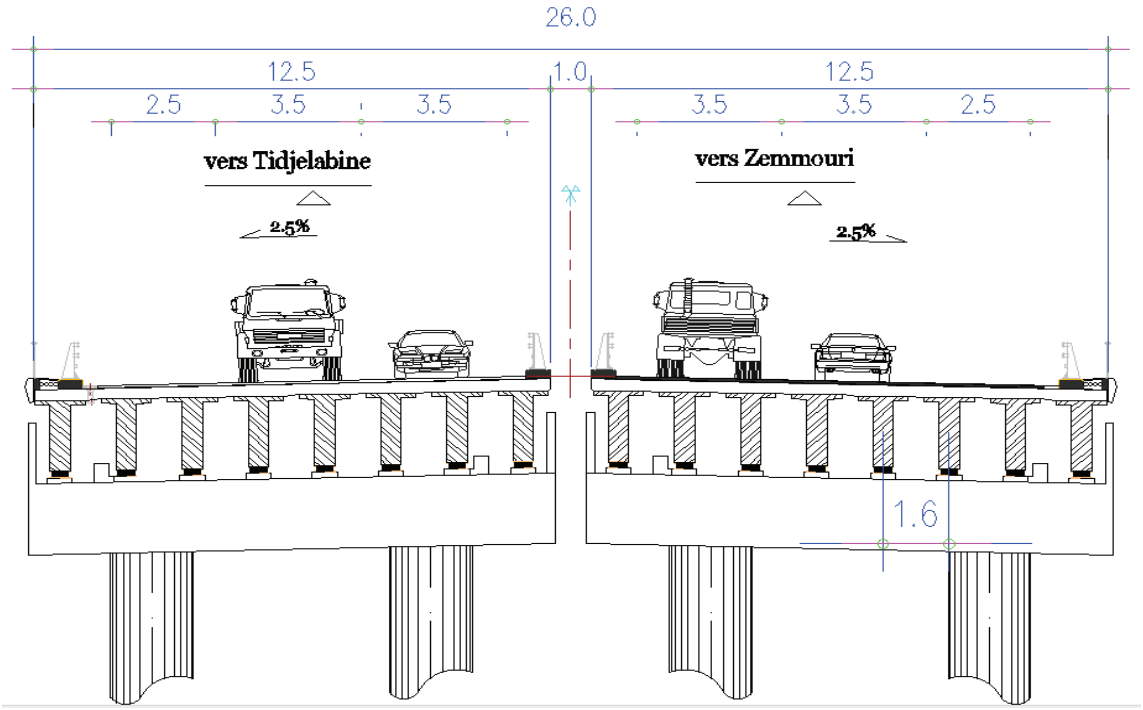


Figure III.4.Coupe transversale sur pile

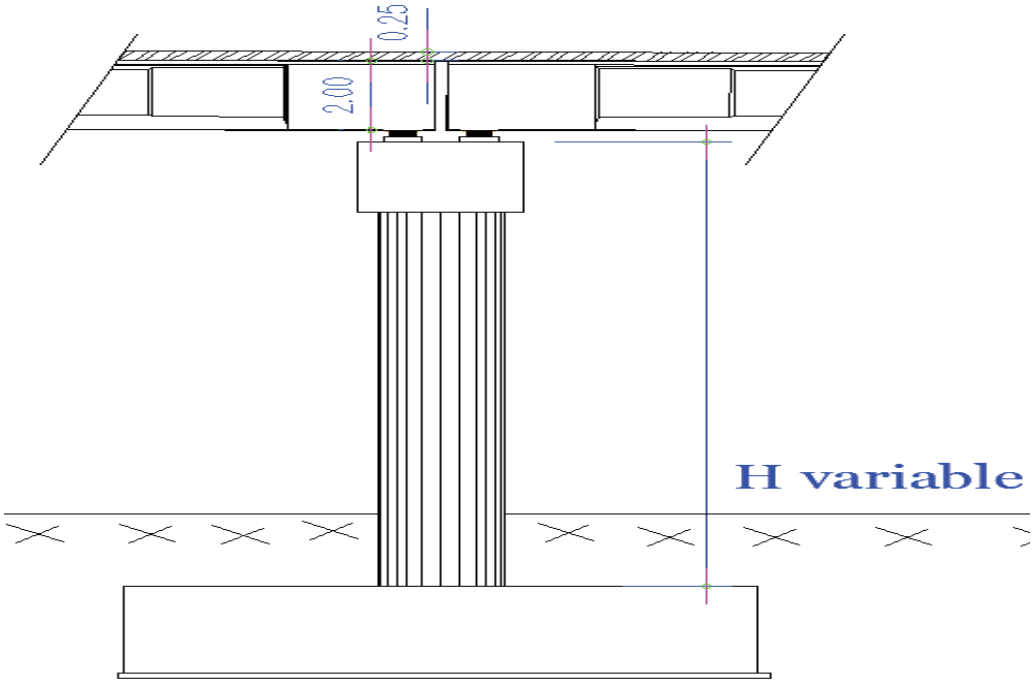


Figure III.5.Coupe longitudinale sur pile

III.2.2.Variante 2 « Pont mixte bipoutre »

Un pont mixte acier-béton se classe parmi les ouvrages les plus répandues qu'on peut faire appel dans diverses situations où les travées sont limitées à 120 m.

Le tablier est constitué de deux poutres à travée continue de section variable solidarisées par des pièces de pont le long de chaque travée et une dalle surmontant l'ensemble de ces éléments.

III.2.2.1.Conception longitudinale

Le pont que nous proposant comprend 3 travées à hauteur variable, 2 travées de rives de 40 m de longueur et une travée principale de 60 m ce qui nous donne une longueur totale de 140 m.

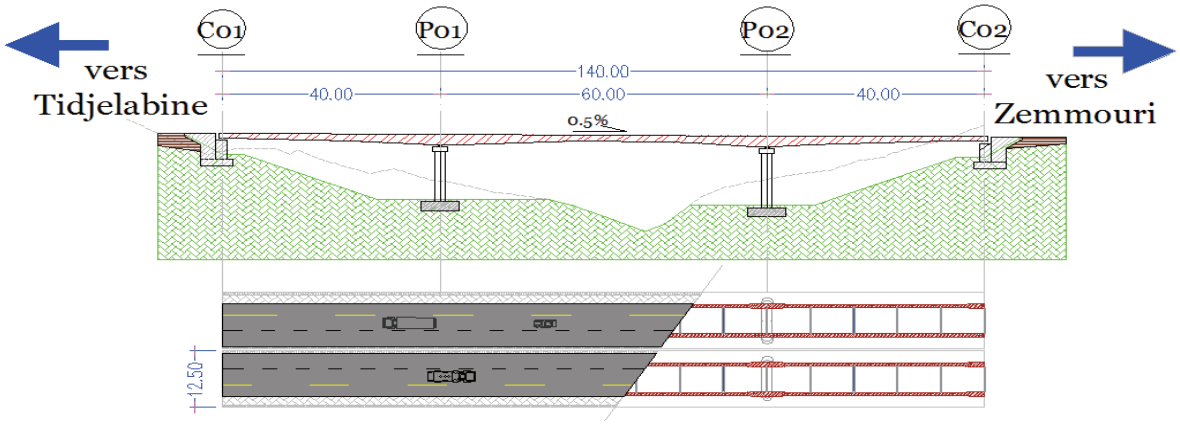


Figure III.6.Coupe longitudinale et vue ne plan de la variante 2

II.2.2.2.Conception transversale

Pour une largeur de tablier de 12.5 m l'écartement entre poutre se situe entre 0.5 et 0.55 fois la largeur du tablier, et une épaisseur de dalle comprise entre 25 cm et 30 cm.

L'espacement des pièces de pont dépend de la largeur du tablier, dans notre cas il est d'environ 8 m.

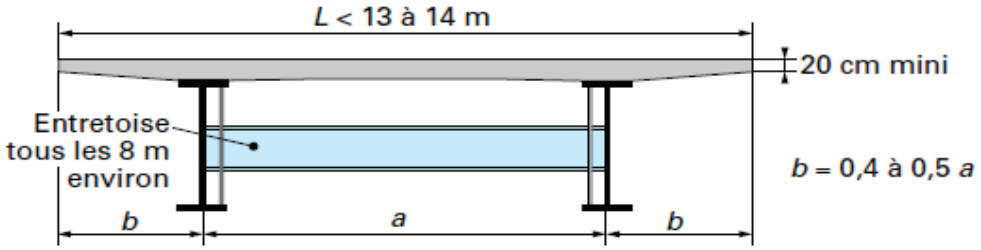


Figure III.7.Valeurs usuels des éléments en profil en travers [2]

- ## Conception de la poutre principale

La poutre principale est un profilé en acier reconstitué en forme de I soudé au niveau de l'usine. Les dimensions retenues sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.2.Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres principales de la variante 2

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (mm)
Epaisseur de la dalle en BA	250 à 300 mm	300
Hauteur sur pile	H = L/25	2400
Hauteur à la clef	$L/50 \leq H^1 \leq L/40$	1400
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H^1).(\frac{X}{L}) + (H - H^1).(\frac{X}{L})$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	35
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur de la semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	1200
Largeur de la semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	1000
Largeur de la semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1000mm$	900
Largeur de la semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50

- ## Conception des pièces de pont

Ce sont des profilés qui assurent le soutènement de la dalle et la stabilité des poutres, disposées transversalement aux poutres et de section en forme de I, et elle sont espacées 8m

Leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3.Récapitulatif du pré-dimensionnement des pièces de pont de la variante 2

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise a	$0.5B \leq a \leq 0.55B$	6500
Encorbellement de la dalle de part et d'autre b	$0.4a \leq b \leq 0.5a$ mm	3000
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t/15 \leq H_{pp} \leq L_t/10$	520
Largeur de la semelle b_{pp}	220 mm $\leq b_{pp} \leq$ 300 mm	260
Epaisseur de la semelle t_{pp}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme $t_{w\text{-}pp}$	10 mm $\leq t_{w\text{-}pp} \leq$ 12 mm	12

- **La nuance d'acier**

La nuance d'acier des profilés est de qualité **S355**, Cette nuance désigne la ténacité de l'acier, Donc la capacité d'absorber les chocs sans générer une rupture fragile.

- **Connexion dalle-poutres**

La connexion entre la dalle et les poutres est assurée par des connecteurs type goujons, De 22mm de diamètre et 200mm de hauteur leur espacement sera estimé par un calcul plus détaillé.

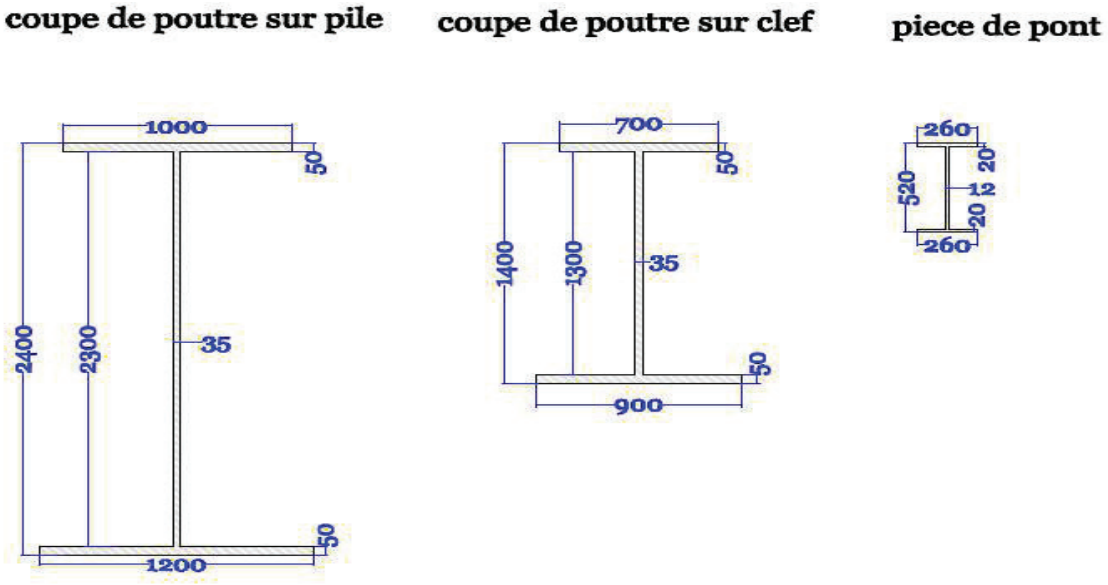


Figure III.8.Sections transversales des profilés métalliques

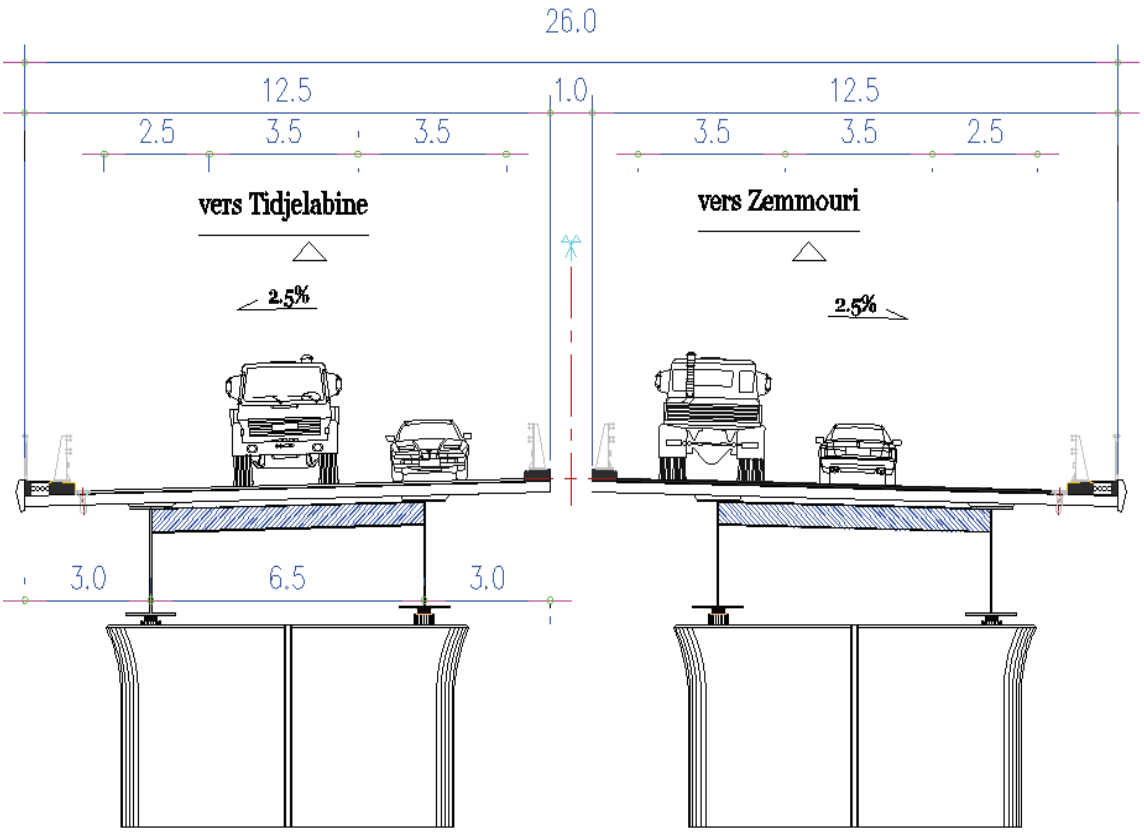


Figure III.9.Coupe transversale sur pile de la variante 2

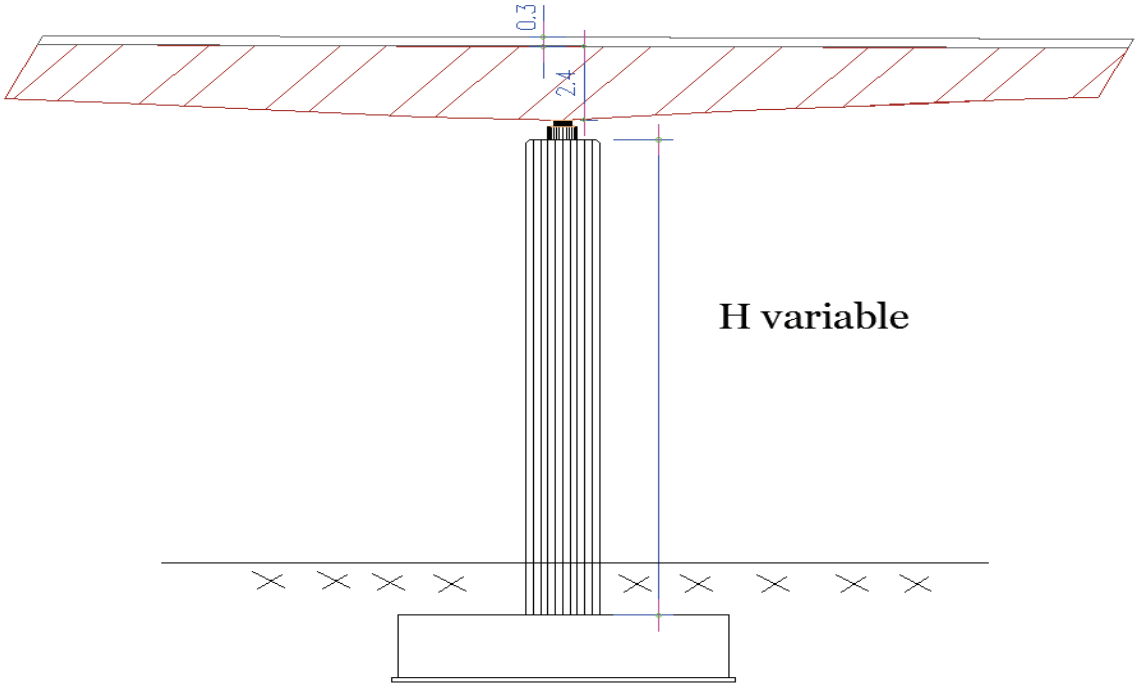


Figure III.10.Coupe longitudinale sur pile de la variante 2

III.2.3.Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif et coulé sur place »

Les ponts voussoirs construits par encorbellement successif, permettent d'atteindre des longueurs de portées importantes de l'ordre de 150 m, cette technique peut être employée sans problème majeur jusqu'à 200 m.

Pour des longueurs de travées inférieures à 65/70 m on opte pour une hauteur de voussoir constante. Au-delà de ces valeurs on aura à faire diminuer la hauteur en se dirigeant vers la clef.

III.2.3.1.Conception longitudinale

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur constante coulés sur place composé d'une travée principale de 62 m et 2 travées de rive de 39 m chacune qui nous donne une longueur totale de 140 m.

Découpage des voussoirs Selon SETRA :

-La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5 m à 4 m, voire 5 m.

On prend une longueur de voussoir égale à 3 m.

-Pour faire monter l'équipage nécessaire à la réalisation, il faut en effet lui donner une longueur égale à deux fois celle du voussoir courant.

On suppose que la longueur du voussoir sur pile est de 6 m.

-La longueur du voussoir sur clef est de 2 m

En utilisant ces valeurs on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 45**

- 2 voussoirs sur piles.
- 3 voussoirs de clavage.
- 36 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur culée.

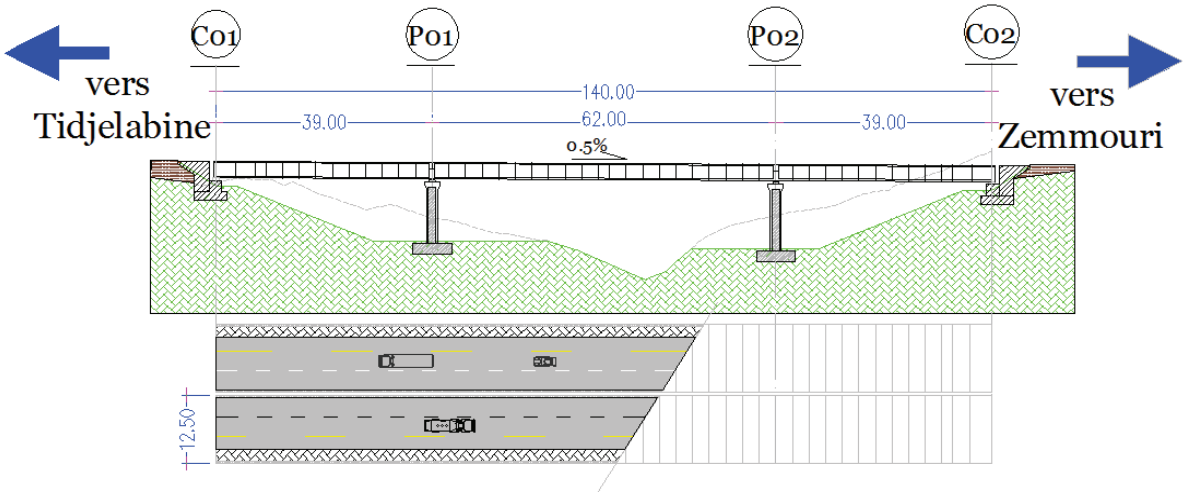


Figure III.11.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 3

III.2.3.2.Conception transversale

- **Choix du type de voussoir**

Pour une largeur de tablier inférieur à 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

- **Pré-dimensionnement du voussoir**

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrai du guide SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension / 2003) :

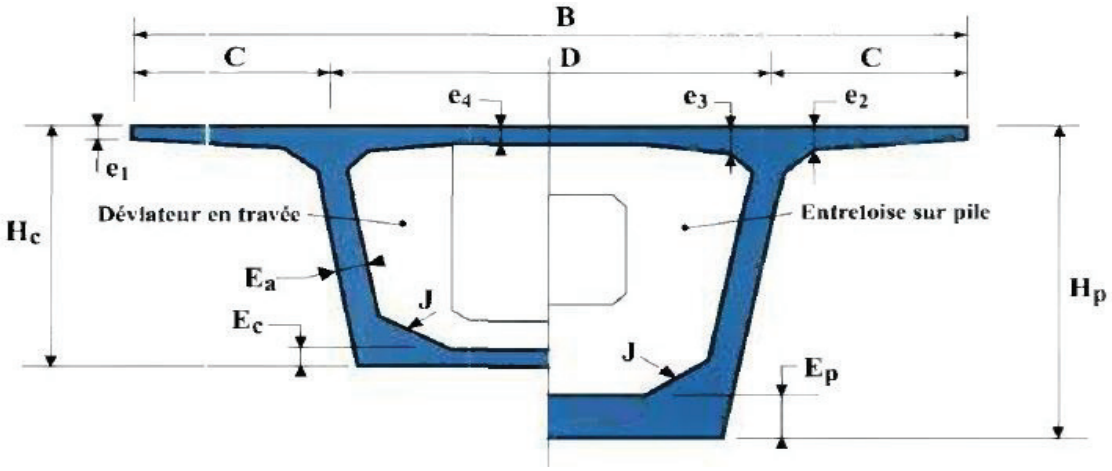


Figure III.12.Notations des dimensions du voussoir[1]

Tableau III.4.Récapitulatif du pré-dimensionnement des voussoirs de la variante 3

Eléments	Formule / intervalle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$L / 25 \leq H \leq L / 20$	3 m
Largeur du voussoir	B	12.5 m
C	B / 4	3.125m
D	B-2C	6.25m
e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	0.25 m
e_2	$C / 8 \leq e_2 \leq C / 7$	0.42 m
e_4	$D / 30 \leq e_4 \leq D / 25$	0.25 m
e_3	$e_3 \geq e_2 - 10$ et $e_3 \geq 1.5e_4$	0.5 m
Inclinaison de l'âme	$\beta \leq 10\%$	5°
E_a	$E_a \geq 0.26 + L / 500$	0.45 m
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	0.3 m
Gousset supérieur	$30° \leq \alpha \leq 45°$	45°
Gousset inférieur	$40° \leq \alpha \leq 45°$	40°

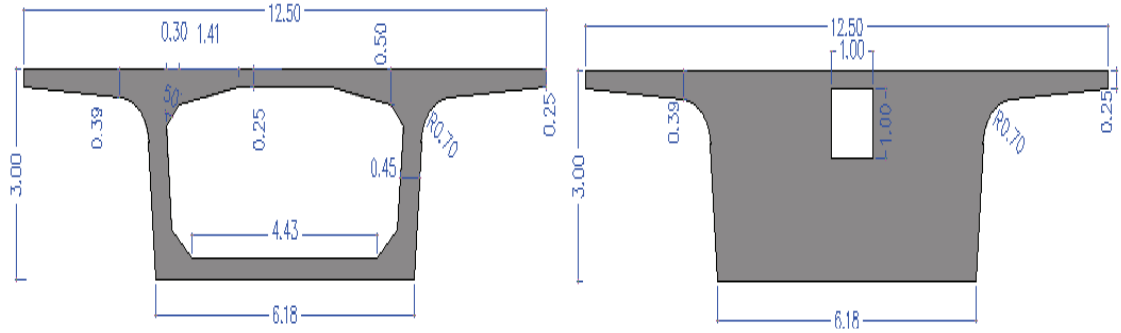


Figure III.13.Dimensions des voussoirs VSP et VSC

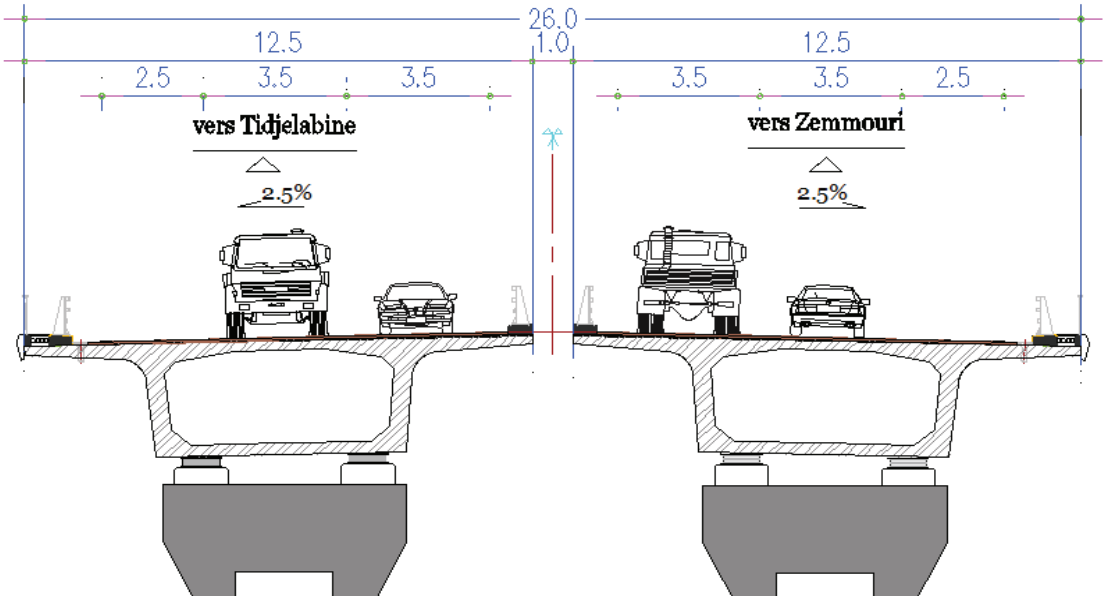


Figure III.14.Coupe transversale sur pile de la variante 3

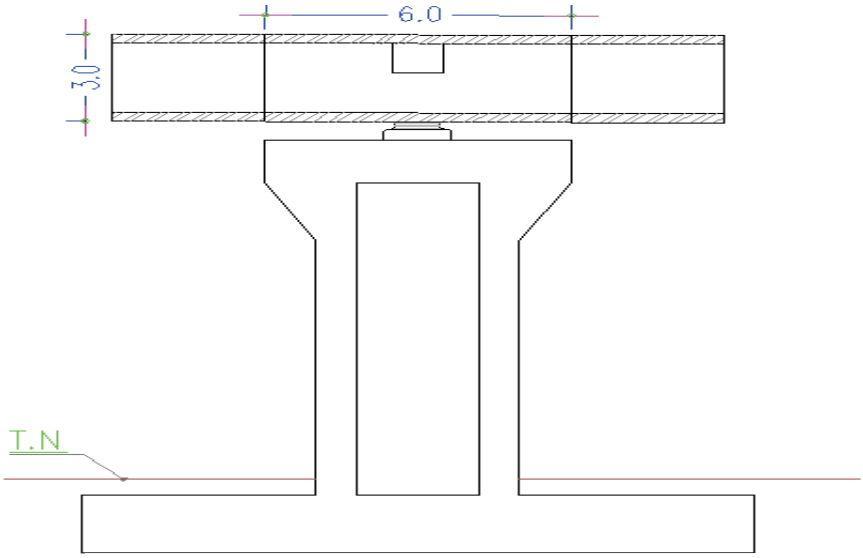


Figure III.15.Coupe longitudinale sur pile de la variante 3

III.3.ANALYSE DES VARIANTES

Tableau III.5.Analyse des variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.	**1**-Un mode de réalisation qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. **2**-L'absence à peu près complète de pathologie grave **3**-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.	**1**-Poids propre très important **2**-L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place **3**-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-La rapidité d'exécution globale **3**-Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.	**1**-Fatigue au niveau des assemblages et corrosions des éléments en acier. **2**-La nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour ce qui concerne le soudage. **3**-Une grande estimation du cout de réalisation. **4**-Entretien périodique.
Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	**1**-Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante sans faire recours au sol. **2**-Eviter la construction d'appuis très large, cas des ponts poutres. **3**-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. **4**-Son cout concurrence avec succès la construction métallique.	**1**-Disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension de ces derniers **2**-Le volume de calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages. **3**-Les effets de fluages du béton et de la relaxation des aciers de précontrainte.

III.4.CONCLUSION

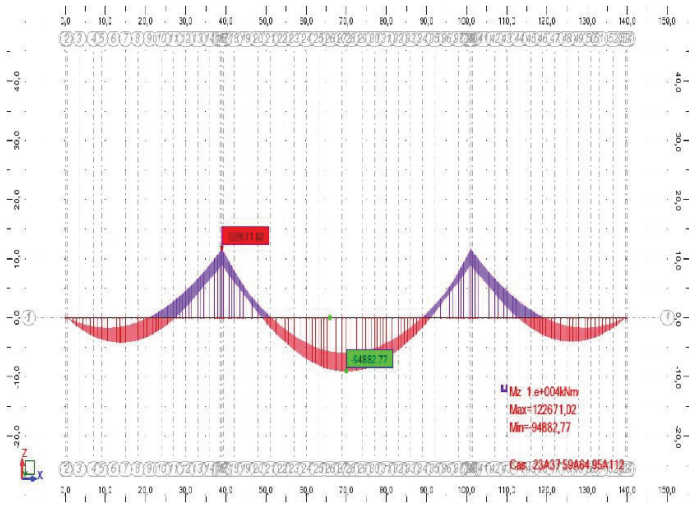
Pour ce qui suit dans ce mémoire, on opte pour la variante qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents plans de comparaison.

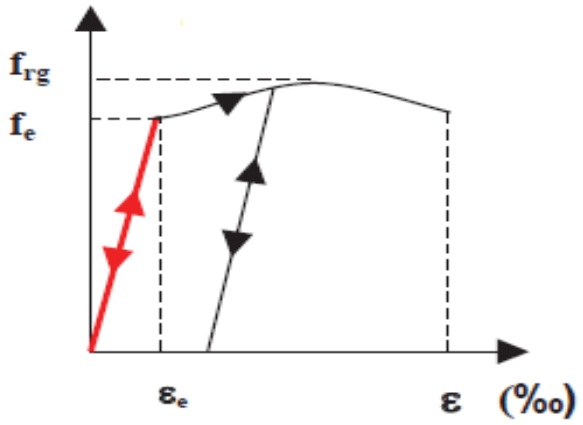
À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, cependant le transport des pièces en acier jusqu'au site et leurs entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, donc le recours à la réalisation par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si en tient compte de la difficulté d'accès au site.

Le choix a pu être orienté vers la première variante, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site.

Chapitre IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL





ENSTP 2018/2019

IV.1.INTRODUCTION

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante pour dimensionner un ouvrage capable de résister tout le long de sa durée de service. Dans ce chapitre on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont.

IV.2.NORME ET REGLE DE CALCUL

Le calcul de structure sera effectué conformément aux :

1. Règle **B.A.E.L 99** modifiées 99 : règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et construction en béton arme, suivant la méthode des états limites.
2. Règle **B.P.E.L 91 :** règle technique de conception et de calcul des ouvrages et de construction en béton précontraint, suivant la méthode des états limites
3. **RCPR** : règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route
4. **RPOA 2008** : règles parasismique applicable aux Domain ouvrage d'art
5. **FASCICULE 62 :** règle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil

IV.3.CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

IV.3.1 béton

Tableau IV.1.Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c\,28}$ (MPa)	35	27
Ciment	CPA 42.5	CPA42.5
Dosage	450	350
$f_{t\,28}$ (MPa)	2.7	2.22

Avec f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28} et γ_b = 25 t/m^3

IV.3.2 Armatures

IV.3.2.1 Armatures passives

- La nuance d'aciers **Fe E500**
- Les limites d'élasticité **fe =500 MPa**
- Modules de la déformation élastique **2.10^5 MPa**

Les diamètres commerciaux des barres **HA** indépendantes sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

La longueur courante de livraison est de 12ml.

IV.3.2.2.Armatures de précontraintes

L**es** armatures de précontraints sont constituées de torons **12T15s TBR** (très basse relaxation)
De classe 1860.

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique : f_{peg} = **1674 MPa**

- Module d'élasticité : **E_p = 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : **$A_{p\ 1toron}$ = 150 mm²**
- Section d'une câbles : **A_p = 1800 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 80 mm**
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de Recul d'encrage **g = 2mm**

f_{peg} : limite d'élastique conventionnelle a 1%

f_{prg} : contrainte de rupture garantie

IV.3.3.Contraintes admissibles

IV.3.3.1.béton

➢ Contrainte admissible à la compression

à l'ELU $$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta\, \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

Avec :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases} \quad \text{et} \quad \theta \begin{cases} 1 & \text{lorsque } t > 24h \\ 0.9 & \text{lorsque } 1h < t < 24h \\ 0.85 & \text{lorsque } t < 1h \end{cases}$$

à l'ELS : $f_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Tableau IV.2.Contrainte admissible à la compression du béton

ETAT	CONTRAINTE LIMITES		SUPERSTRUCTURE	INFRASTRUCTURE
ELU	$f_{bu}(MPa)$	γ_b=1.5	**19.83**	**15.3**
		γ_b1. 15	**25.86**	**19.95**
ELS	$f_{bc}(MPa)$		**21**	**16.2**

➢ Déformation longitudinal du béton

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

- Module de déformation instantanée du béton pour < 24h $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation sous chargement de langue durée $E_{ij} = 37000\sqrt[3]{f_{cj}}$

IV.3.3.2.Armatures

➢ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.3.Contrainte admissible de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPA)		Super/infra structure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	γ_s=1.15 situation durable ou transitoire	434.78
		γ_s=1 situation accidentelle	
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{n\, f_{tj}}\right\}\ n = 1.6$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4f_e; 88\sqrt{n\, f_{tj}}\right\}\ n = 1.6$		200

- Classe de justification de la précontrainte

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

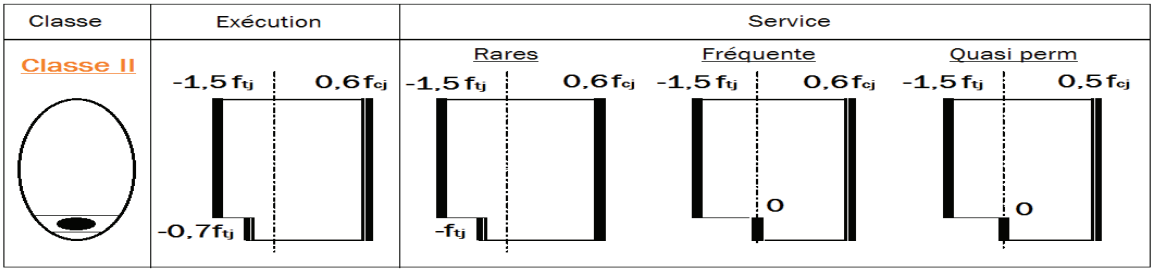


Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4.EVALAUATION DES ACTIONS

IV.4.1.Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1.Action permanentes

- **Poids des voussoirs PV**

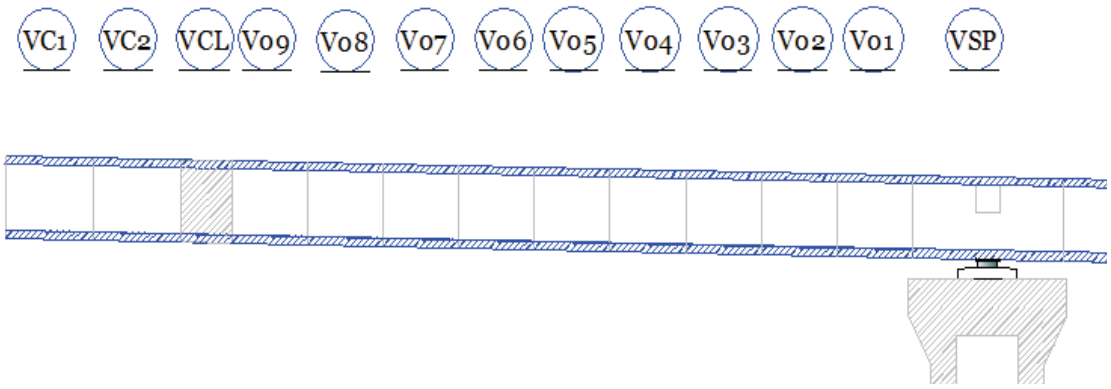


Figure IV.2.Numération des voussoirs.

Tableau IV.4.Estimation du poids total des voussoirs

Fléau	Poids des voussoirs			
	N° voussoirs	L_V (m)	S $_v$(m^2)	Poids (KN)
	VSP	0.5 2.5	20.418 8.654	796.131
	VCL	1	8.654	216.35
	V $_{courant}$	3	8.654	649.050
sur culée	VC1	3.5	8.654	757.225
	VC2	3.5	8.654	757.225
Poids total d'un fléau	13 275.162			
Poids total du tablier G_{PV}	**30 877.324**			

- Les compléments des charges permanentes CCP

Tableau IV.5.Estimation des poids du au CCP

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Etanchéité	15	3.210	449.4
Revêtement	24	20.544	2 875.6
Trottoir	25	9	1260
Surcharge trottoir	/	2.7	378
Glissière de sécurité	/	1.2	168
Garde-corps	/	0.3	42
Corniche	25	2.6175	366.45
Poids CCP G_{CCP}	**5 539.45**		

- Poids total du tablier : $G_{PV} + G_{CCP}$ = 5 539.45+30 877.324 =**36 416.814 KN**

IV.4.1.2.Action thermique

Le gradient thermique c'est la variation de température entre l'échauffement et le refroidissement de courte durée de la structure porteuse. Selon **le tableau 3.2-RCPR,** en phase de construction (± 12°C.), en phase de service (± 7°C).
En Algérie du nord on a une variation uniforme de température de : + 35°C jusqu'à -15°C.

IV.4.2.Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1.Système de charge à considérer

- Système de charge routière type **A (l)**
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt ,Br)**
- Système de charge militaire **Mc 120**
- Convoi exceptionnel **D240**

IV.4.2.2.Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont et les cas de chargement

- **La largeur roulable :**

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

Pour notre pont : $\mathbf{L_r = 10,70\ m}$

- **La 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 existe.

Pour notre pont : $\mathbf{L_c = 9,70\ m}$

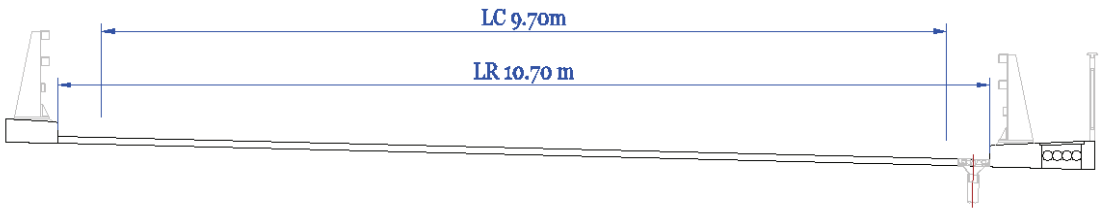


Figure III.3. La largeur roulable et chargeable

- **Nombre de voie et la largeur d'une voie**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.
Dans notre pont on a :

$N = L_C / 3 \Longrightarrow N = 9.70/3 = 3.23 \Longrightarrow$ **N = 3 voies**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$V = L_C / 3 \Longrightarrow V = 3.23m$

- **Classe de pont**

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

Tableau IV.6.Les classes des ponts route

Classe de pont	La Largeur roulable
1ère Classe	$L_r \geq 7$
2ème Classe	$5,50 < L_r < 7$
3ème Classe	$L_r \leq 5,50$

L_r =10.7 ≥ 7 m donc notre ouvrage est de **1ère classe.**

- **Les cas de chargent**

Les différents cas de déplacement des surcharges sur le tablier sont montrés dans **la figure IV.4**.

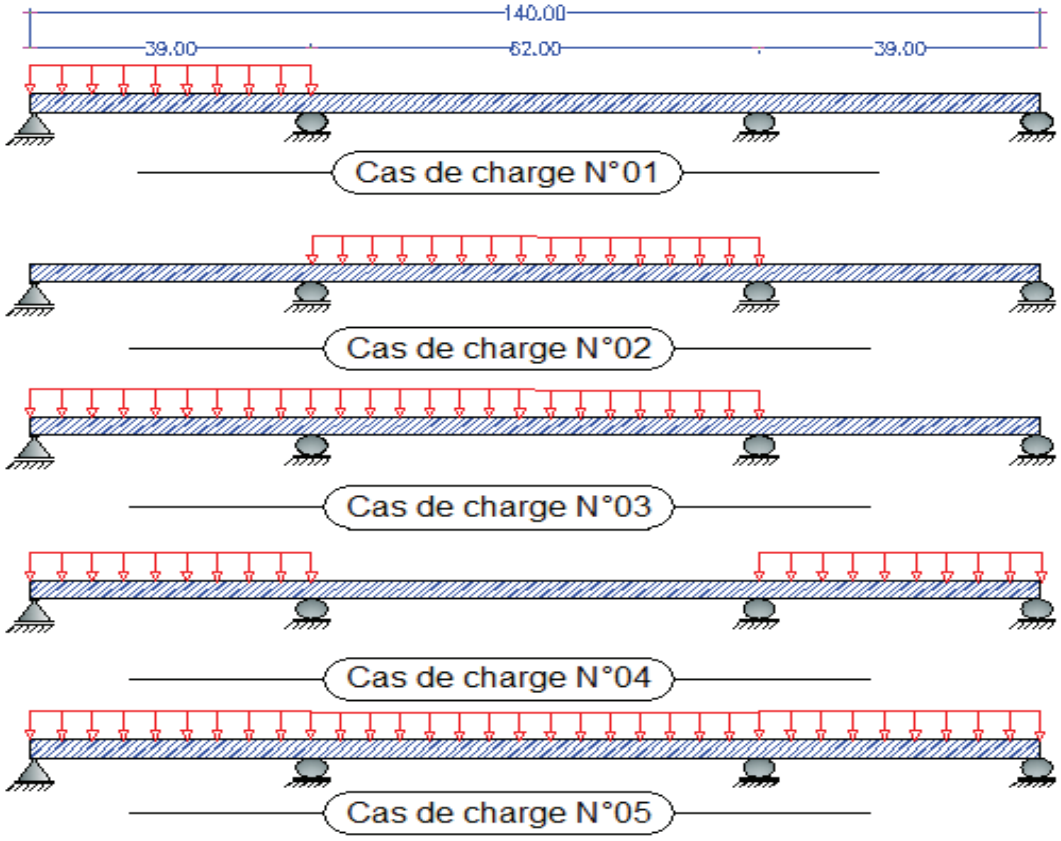


Figure IV.4. Les 5 cas de chargement possible

IV.4.2.3. Système de charge A

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée.

$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}$, $A_1 = max\begin{cases} a1\ A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases}$ L : la longueur chargée du tablier en (m).

- En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(L)** est multipliée par les coefficients **a1** du **tableau 4.1-RCPR**.
- La charge **A1** Obtenue est multipliée par un coefficient **a2 = v0/v**, v étant la largeur d'une voie et, v_0 = 3.50 m. **tableau 4.2-RCPR**
- La charge **A2 = a2** x **A1** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.7.Les valeur de A(L) pour les 5 cas possible

Cas de charge	L (m)	A(l) en fonction de n° voies chargées (KN/ml)			
		A(l) KN/m^2	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	39	9,36	32,76	65,51	88,44
Cas 2	62	7,16	25,08	50,15	67,71
Cas 3	101	5,49	19,20	38,40	51,84
Cas 4	78	6,30	22,05	44,10	59,54
Cas 5	140	4,67	16,34	32,68	44,12

IV.4.2.4. système de charge B

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

- Le système **B_c** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- Le système **B_t** se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (10 kN).

➢ **Système de charge Bc /Article 4.5.1 RCPR**

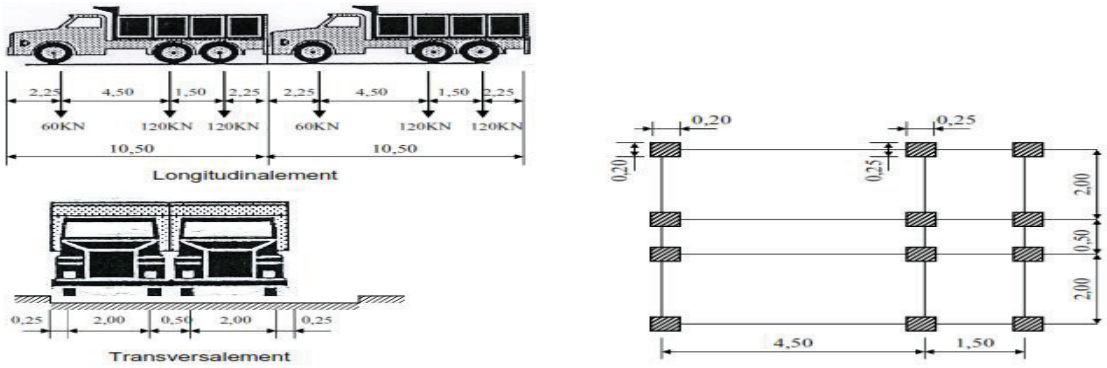


Figure IV.5.Systeme de chargement Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné par le **Tableau 4.3-RCPR**.

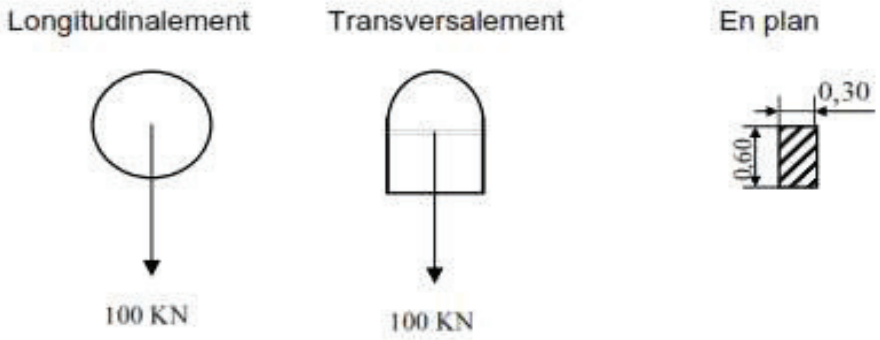


Figure IV.6.Systeme de chargement Br

- **Système de charge Br/ Article 4.5.2 RCPR**

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

- **Système de charge Bt/ Article 4.5.3 RCPR**

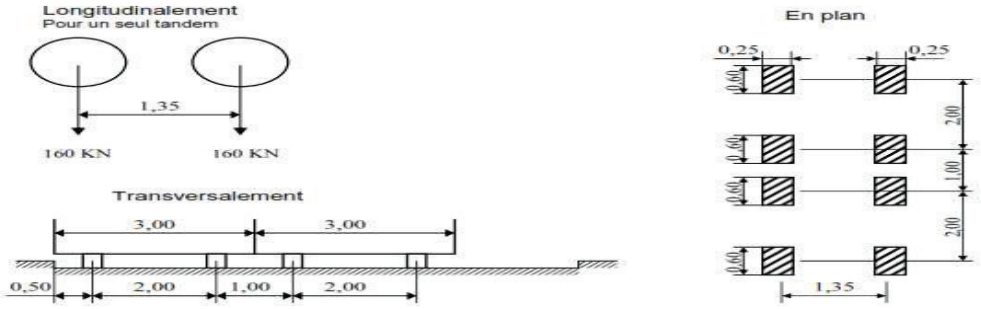


Figure IV.7.Systeme de chargement Bt

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **bt =1,20**.

IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2L}$$ Avec $\begin{cases} \mathbf{L}: \text{ représente la longueur de l'élément exprimée en mètres} \\ \mathbf{G}: \text{ sa charge permanente} \\ \mathbf{S}: \text{ sa charge B maximale} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.8.Les valeurs de δ

Système de charge B	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	140	36 416.814	1710	1,02
Bt			768	1,02
Br			100	1,01

IV.4.2.6.Effort de freinage

- **Système de charge Bc**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN, F B_c= 300KN

- **Système de charge A**

L'effort de freinage de système A est donné par : $F = \frac{A.S}{20+0.0035.S}(KN)$

Avec S : la surface chargée en (m²) donc $\mathbf{F_{max\text{-}3\ voies} = 256.12KN}$

IV.4.2.7. Charge militaire Mc120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.
Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ,** qui est égal **1.02.**

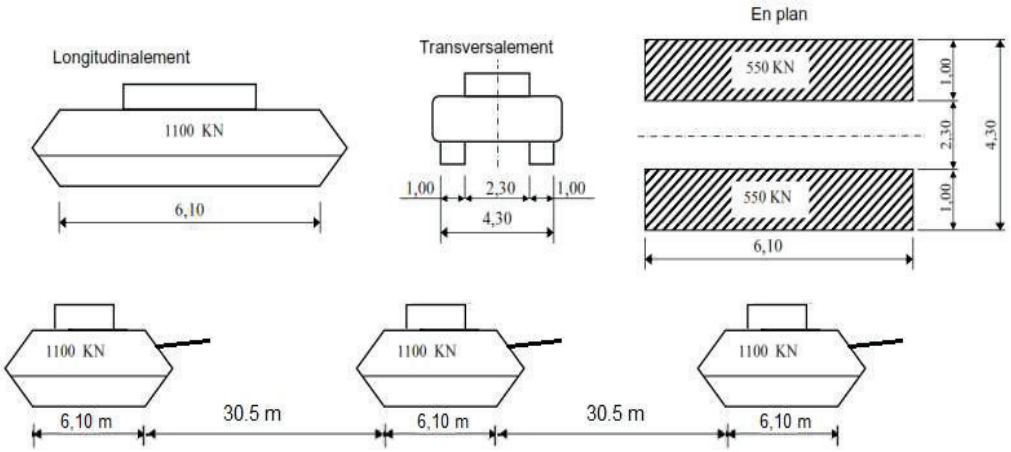


Figure IV.8.Systeme de chargement Mc120

IV.4.2.8.Convois exceptionnel D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur de pont Dans de sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé a 3.50 m du bord de la largeur chargeable

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

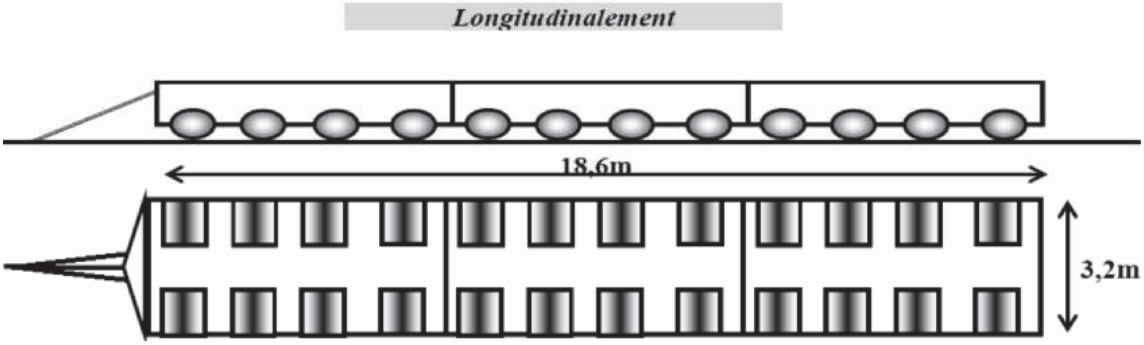


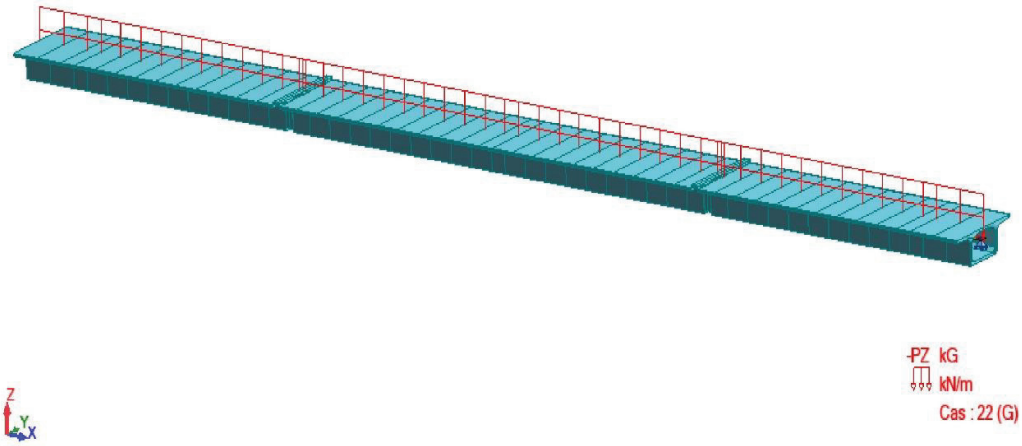
Figure IV.9.Systeme de chargement D240

IV.5 CONCLUSION

Ce chapitre nous conduira à définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route pour que notre ouvrage doit supporter.

Chapitre V

ETUDE LONGITUDINALE



ENSTP 2018/2019

V.1.INTRODUCTION

La construction d'un pont par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés «voussoir », chacun de ces élément étant construit en encorbellements par rapport à celui qui précède. dans ce chapitre nous allons procéder au calcul des deux phases (construction, service)

V.2.STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1.Différentes phases de construction d'un fléau

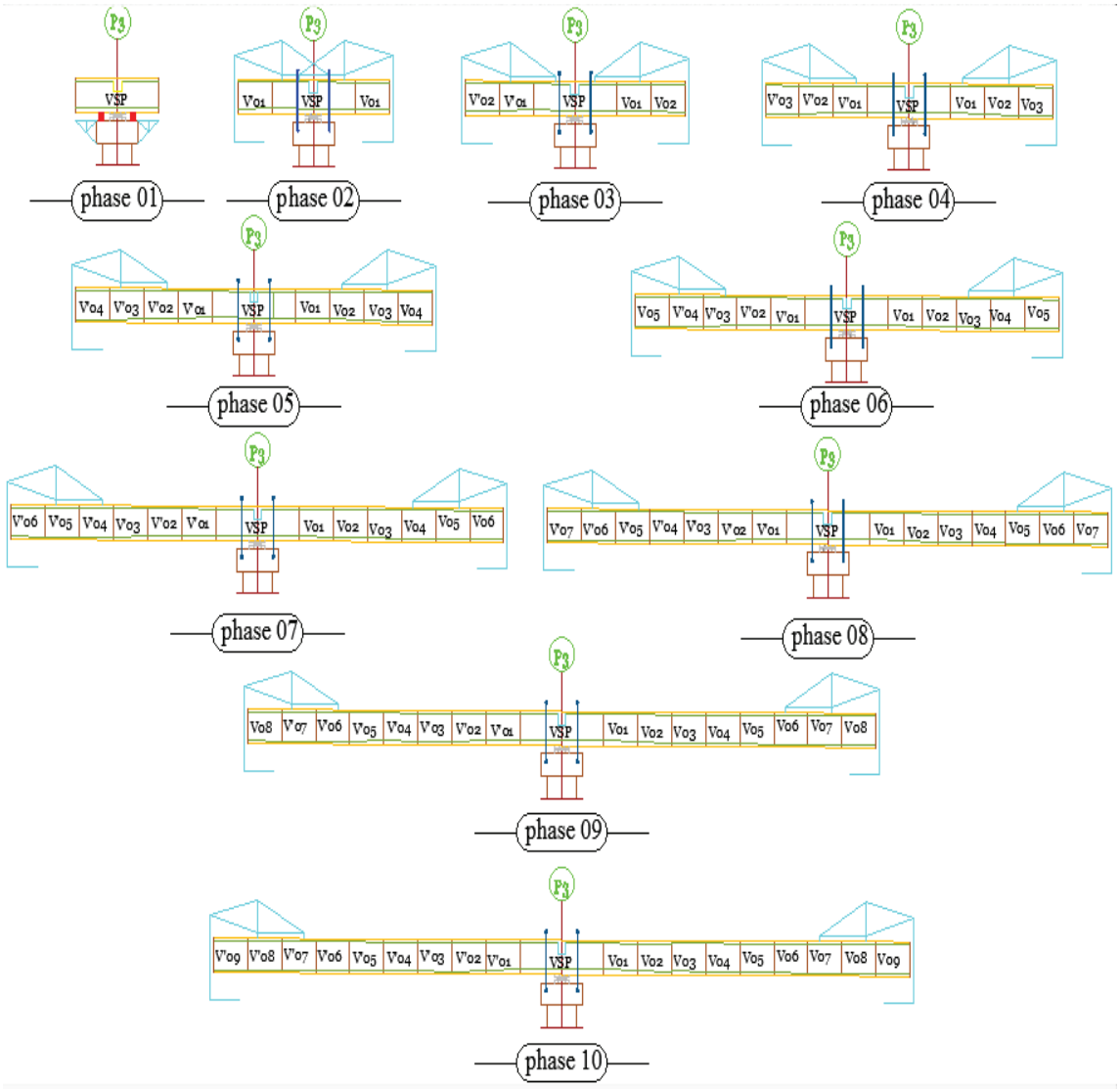


Figure V.1.Les déférentes phasages de construction

V.2.2.Charge à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents **SETRA.**

V.2.2.1.Poids propre du fléau

Tableau V.1. Evaluation de poids propre de chaque phase

Poids des voussoirs	Voussoirs	Poids (KN)
	VSP	796.131
	$V_{courant}$	649.050
Poids d'un demi fléau	Phase 02	1 445.181
	Phase 03	2 094.231
	Phase 04	2 743.281
	Phase 05	3 392.331
	Phase 06	4 041.381
	Phase 07	4 690.431
	Phase 08	5 339.481
	Phase 09	5 988.531
	Phase 10	6 637.581

Le poids du demi fléau situe sur le cote du déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2%.

$$\begin{cases} G\,max = 1.02 \times G \\ G\,min = 0.98 \times G \end{cases}$$

V.2.2.2.Charges de chantier

Dans le cas où les voussoirs sont coulés en place, le poids de l'équipage mobile Q_{PRC} est égal à la moitié du voussoir le plus lourd.

Cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% de l'autre côté de l'ouvrage.

$$\begin{cases} Q_{PRC\,max} = 843.898\ KN \\ Q_{PRC\,min} = 764.285\ KN \end{cases}$$

V.2.2.3.Charges aléatoires

Ces charges sont liées principalement aux matériaux stockés sur le tablier, les engins de chantier et aux personnels.

Pour représenter ces charges on prend une charge repartie de **200 KN/m²** sur le demi-fléau majoré.

$$Q_{PRA1} = 2.5 KN/m$$

On applique une charge concentrée de $Q_{PRA2} = (50+5b)$ KN

$$Q_{PRA2} = 112.5 KN$$

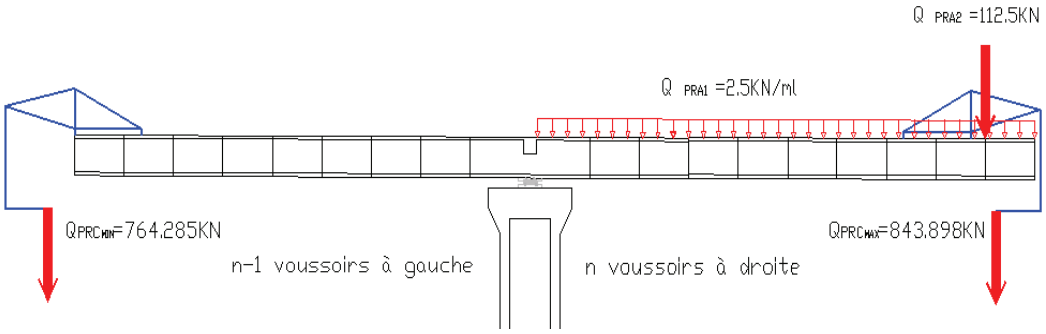


Figure V.2.Situation temporaire de construction à considérer

V.2.2.4.Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile vide F_A est estimée de :

$$F_A = -Q_{prc1} = -843.898KN$$

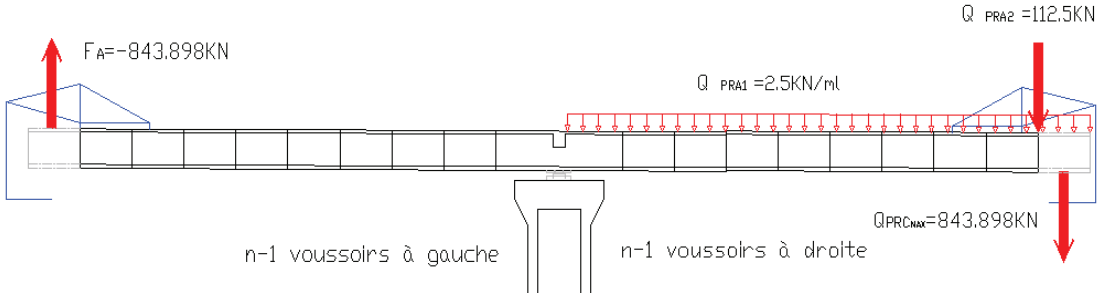


Figure V.3.Situation accidentelle à considérer

V.2.3.Combainison d'action

Selon le document **SETRA** (pont construit par encorbellement successif), on a deux types de combinaisons à considérer, combinaison fondamentale (type A) et combinaison accidentelle (type B) .ces combinaisons sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.2.Combinaison d'action

Type de combinaison		G_{max}	G_{min}	$Q_{prc\ max}$	$Q_{prc\ min}$	Q_{pra1}	Q_{pra2}	F_A
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

IV.2.4.Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts nous utilisons un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle nous considérons que le tablier travaille comme une bi-console.

- Combinaison fondamental

Tableau IV.3.Evaluation des efforts situation fondamentale

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	9577.55	4 623.56	8 786.19	875.13
3	18 622.91	6 041.71	16 851.81	5 339.39
4	29 851.81	7 459.85	26 709.08	6 501.40
5	43 264.25	8 878.00	38 358.00	7 663.40
6	58 860.24	10 296.14	51 798.57	8 825.41
7	76 639.77	11 714.29	67 030.79	9 987.42
8	96 602.85	13 132.44	84 054.65	11 149.42
9	118 749.47	14 550.58	10 2870.17	12 311.43
10	143 079.63	15 968.72	12 3477.34	13 473.43

- Combinaison accidentelle

Tableau IV.4.Evaluation des efforts situation accidentelle

Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	5 299.41	1 862.98	5 095.89	1 547.44
3	11 457.99	3 279.29	10 666.62	2 707.57
4	19 794.48	4 695.52	18 023.38	3 867.70
5	30 308.89	6 111.79	27 166.17	5 027.83
6	43 001.23	7 528.06	38 094.97	6 187.96
7	57 871.48	7 348.1	50 809.81	7 348.09
8	74 919.65	10 360.61	65 310.66	8 508.22
9	94 145.74	11 776.88	81 597.54	9 668.35
10	115 549.74	13 193.15	99 670.45	10 828.48

IV.2.5.Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Parmi les méthodes qui sont utilisées pour la stabilité du fléau c'est la stabilité par les câbles de clouage.

V.2.6.Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en phase de construction, on utilise les sollicitations **M** et **N** résultantes des combinaisons **A** et **B,** avec **e** la distance entre axes des deux cales provisoires.

On commence par le calcul de l'excentricité $\frac{e}{2}$ et le rapport $\frac{M}{N}$.

- Si $\frac{M}{N} < \frac{e}{2}$: le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaire, on les dispose pour des raisons de sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Si $\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$: les câbles de clouage sont nécessaires pour équilibrer le fléau,

Le nombre de câble est calculé par cette formule :

$$n = \frac{\Delta M/e - \Delta N/2}{(1-\rho)F_{P0}}$$

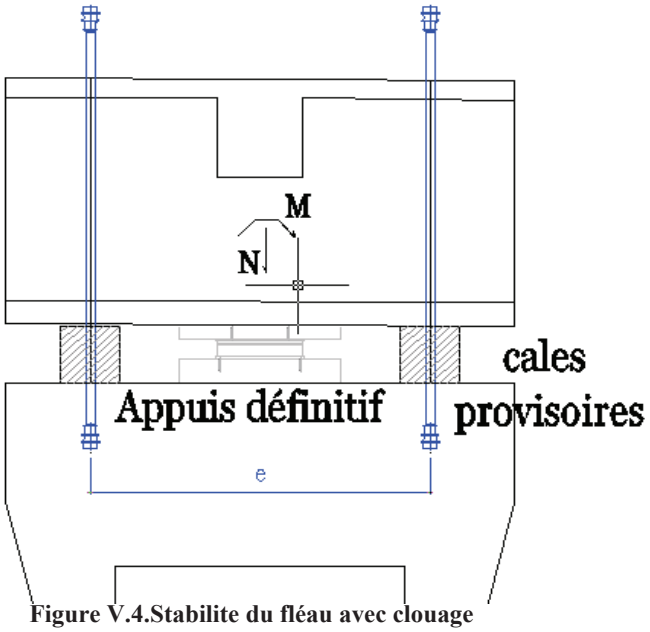


Figure V.4.Stabilite du fléau avec clouage

ρ : l'estimation initiale des pertes **25%**.
F_{P0} : effort de précontrainte d'un câble 12T15 classe 1860.
F_{P0} = min (0,8Fprg ; 0,9Fpeg). **F_{P0} = 2473.2 KN.**

Tableau V.5.Calcul de nombre de câbles de clouage

Combinaison	ΔM_{max}(KN.m) Sur pile	ΔN_{max}(KN.m) Sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$(m)	$\frac{e}{2}(m)$	N de câbles
A1	31 940.77	15 968.73	2	2.5	/
B1	55 689.72	13 193.15	4.221	2.5	2.448
A2	27 595.06	13 473.43	2.048	2.5	/
B2	5 5067	10 828.48	5.085	2.5	3.018

Donc nous optons pour un nombre pair de câble ,8 câbles de 12T15 avec une disposition de quatre câbles dans chaque côté.

V.2.6.1.Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale .comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée a une contrainte f_{cf} .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times (1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}})$$

ρ_t : le pourcentage d'acier dans un noyau fretté < 4%
Pour un ρ_t de 2% f_{cf} = 55 MPa

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites de calcul pour éviter le fendage de la pile.

Tableau V.6.Valeurs limite de la contrainte de compression.

Type de combinaison a l'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison ne comporte pas des action permanentes	0.61 à 0.65 $f_{c\,lim}$
Combinaison fondamentale	0.72 à 0.75 $f_{c\,lim}$
Combinaison accidentelle	0.94 à 0.98$f_{c\,lim}$

Donc on prend $f_{c\,lim}$= 0.96f_{cj} $f_{c\,lim}$ = 33.6 MPa .
La contrainte à ne pas dépasser $f_{c\,max}$= min ($f_{c\,lim}$, f_{cj})= 33.6 MPa .
On a deux cales par ligne d'appui, d'où :

$$\mathbf{S= 2\times a\times b =}\frac{R}{f_{cmax}} \text{ avec } R=\frac{\Delta N}{2}+\frac{\Delta M}{e}+F_i \text{ et } F_i=(1-\rho)\times n\times F_{p0}$$

F_{P0} = 2473.2 KN, $\rho = 25\%$, n = 4 câbles (un seul côté), e =5m
ΔM=**55067 KN.m**
ΔN=**10828.48 KN**

- Application numérique :

F_i = **7 419.6 KN**
R =**23 847.24 KN** donc on prend 4 cales de dimensions **(1×0.4) m²**
S=**0.71 m²**

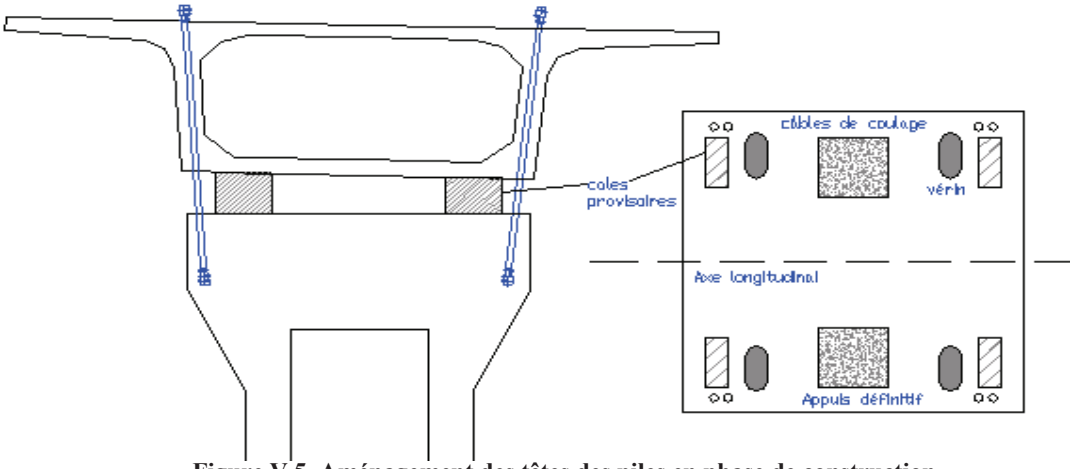


Figure V.5. Aménagement des têtes des piles en phase de construction.



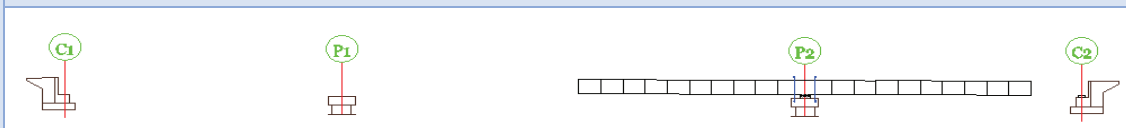
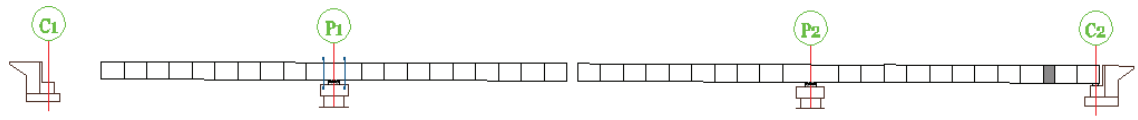
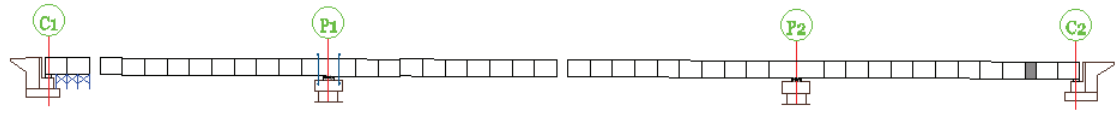
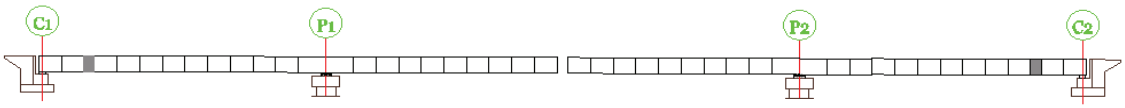
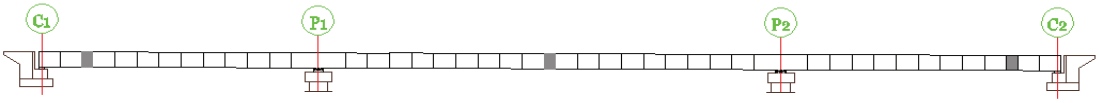
Figure V.6.Exemple de vérin de calage

V.3.EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE

En phase de service, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront faits par un logiciel à base d'éléments finis.

V.3.1.Phase de réalisation du tablier

Tableau V.7.Phasage de construction

PHASAGE DE CONSTRUCTION	
PHASE 01	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de **P2** 
PHASE 02	Disposition des voussoirs sur **C2** par cintrage à partir de sol 
PHASE 03	Clavage de travée du rive (C2-P2) et enlèvement les câbles de clouage provisoire sur **P2.** 
PHASE 04	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de **P1** 
PHASE 05	Disposition des voussoirs sur **C1** par cintrage à partir de sol. 
PHASE 06	Clavage de travée du rive **(C1-P1)** et enlèvement les câbles de clouage provisoire sur **P2.** 
PHASE 07	Clavage de travee intermediare **(P2-P1).** 

V.3.2.Modélisation

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

La modélisation de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. La déclaration des lignes de constructions.
2. La déclaration des nœuds.
3. Relier les nœuds par des éléments rectilignes (Barre).
4. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
5. Définition et affectation des différentes sections.
6. Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
7. Définition des différentes combinaisons de charges.
8. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
10. L'exploitation des résultats obtenus.

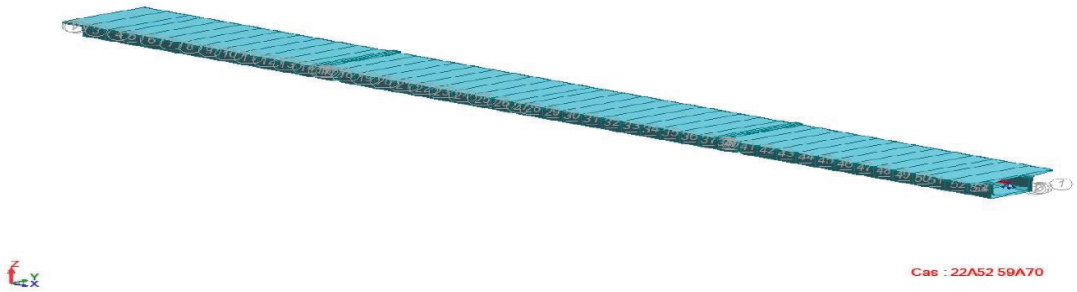


Figure V.7. Modèle de calcul

V.3.3.Combinaison d'action

Selon **RCPR**

Tableau V.8. Combinaisons de charge en phase de service.

	Combinaison	G	A(l)+St	Bc+St	Bt+St	Mc120	D240
ELU	Combinaison 01	1,35	1,6	0	0	0	0
	Combinaison 02	1,35	0	1,6	0	0	0
	Combinaison 03	1,35	0	0	1,6	0	0
	Combinaison 04	1,35	0	0	0	1,35	0
	Combinaison 05	1,35	0	0	0	0	1,35
ELS	Combinaison 01	1	1,2	0	0	0	0
	Combinaison 02	1	0	1,2	0	0	0
	Combinaison 03	1	0	0	1,2	0	0
	Combinaison 04	1	0	0	0	1	0
	Combinaison 05	1	0	0	0	0	1

V.3.4 Résultats

Les figures suivantes représentent les efforts les plus défavorables.

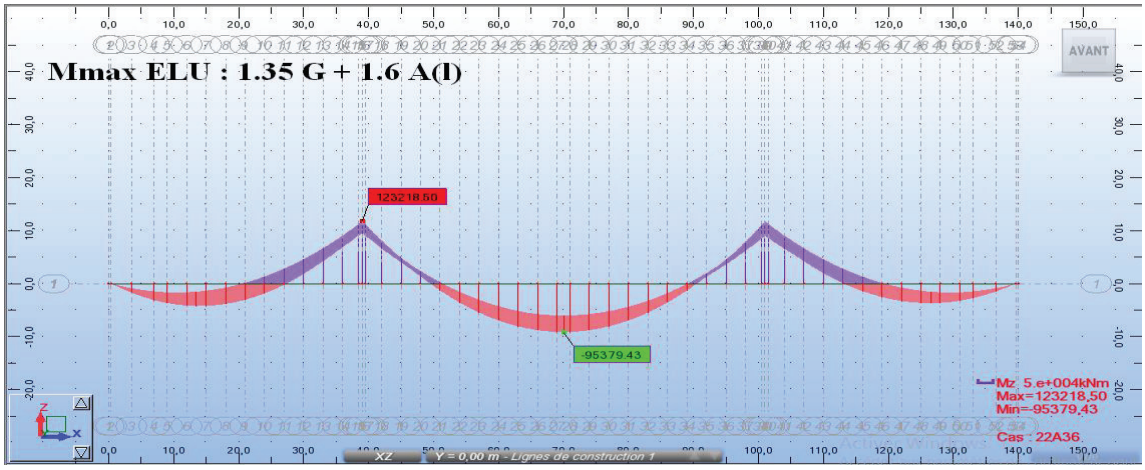


Figure V.8. M_{max} à ELU

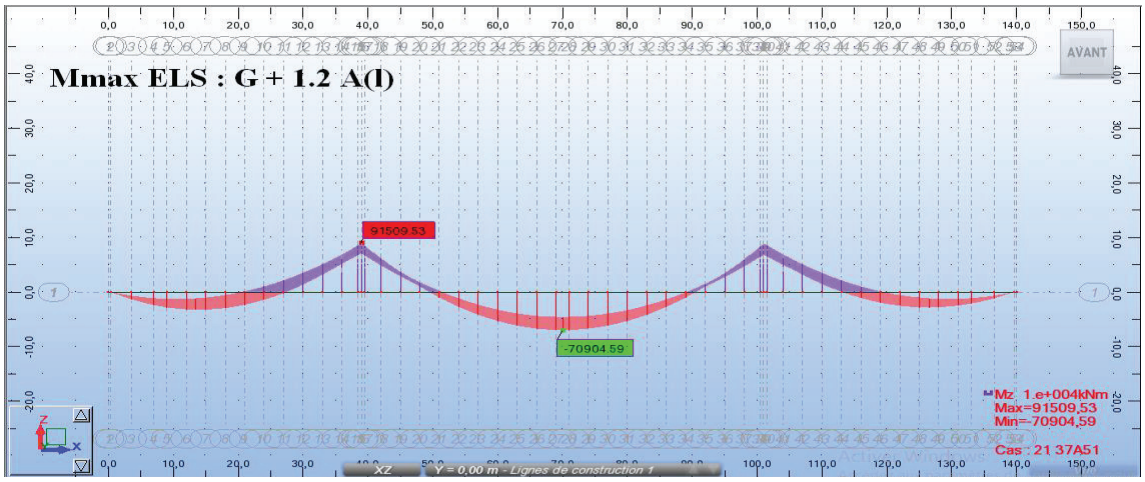


Figure V.9.M_{max} à ELS

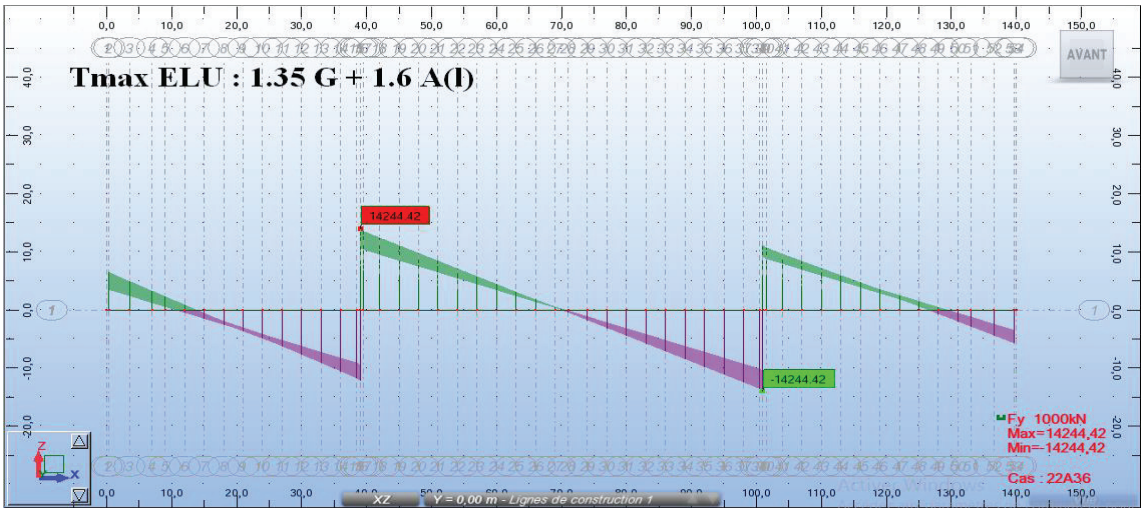


Figure V.10.T_{max} à ELU

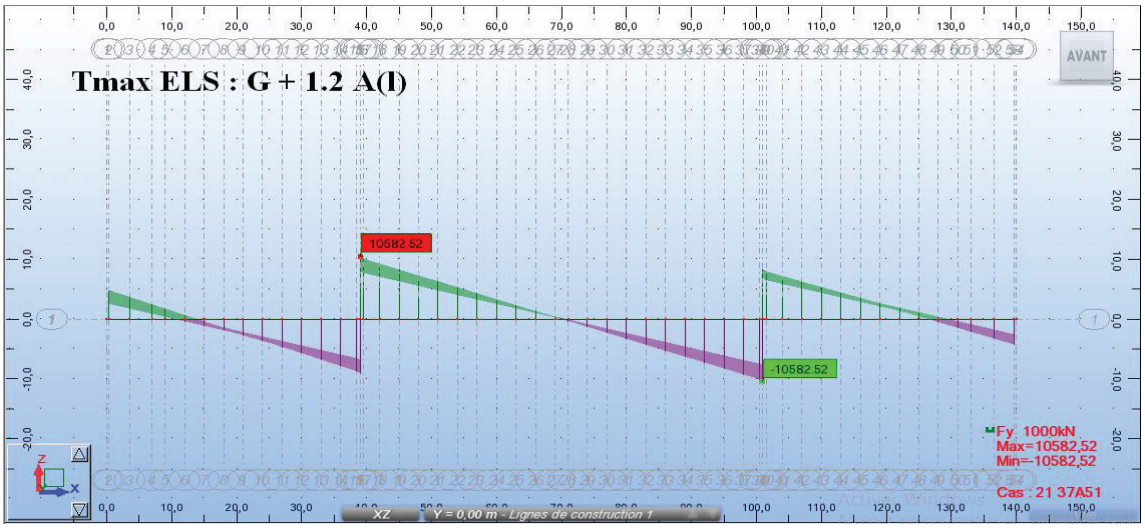


Figure V.11.T_{max} à ELS

V.4.CONCLUSION

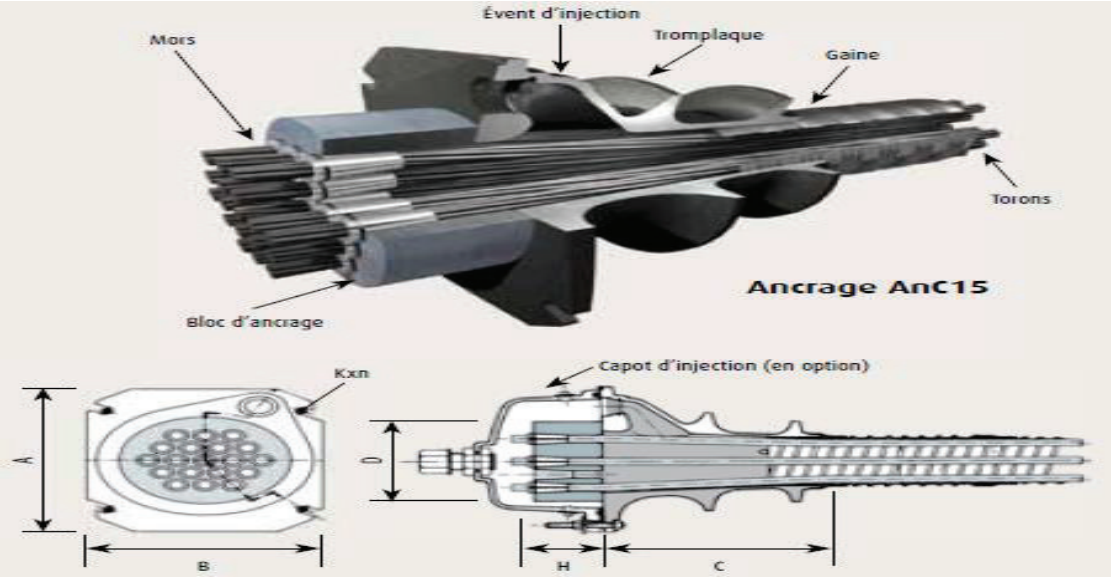
L'étude du tablier d'un pont construit par encorbellement successifs est basée sur deux principales phases avant et après clavage.

Avant clavage ou le système est considéré comme isostatique, et le moment maximum se trouve au niveau de la pile, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles dans cette phase.

Apres clavage où le système deviendra hyperstatique, et le moment aura des valeurs positives au voisinage du clavage.

Chapitre VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



ENSTP 2018/2019

VI.1.INTRODUCTION

La stabilité longitudinale d'un pont construit en encorbellement successifs est assurée par deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.
Le but de ce chapitre est de faire une étude détaillée de la précontrainte puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1.Determination du nombre des câbles du fléau

Les câbles de fléau sont dimensionnés pour résister aux moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.
Le nombre de câbles du fléau est donnée par :

$$\mathbf{n = \frac{P}{0.75P_0}} \text{ et } \mathbf{P_0 = \sigma_0 . S}$$

Application numérique

- Calcul du l'effort de précontraint P_0 :

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **T15s** peut créer, P_0 estimé à 25% de perte.
$\sigma_0 =$ min (0.8 F_{prg} , 0.9 F_{peg}) =min (1 488,1494) = **1 488 MPa**

Donc $P_0 = 1488 \times 150 \times 12 \times 10^{-6} =$ **2 687.4 KN**

- Calcul du l'effort de précontraint P :

$$\boldsymbol{P = \frac{M.v/I}{1/S + e.v/I}} \text{ et } e = \upsilon - d$$

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges
Avec :

- M= 143079,63KN.m combinaison de charge A_1 Phase 10
- d=0.15 m
- S= 20,418 m^2
- I=17,169 m^4
- υ=1,384 m donc **P = 77,71MN**

D'où n > 38.40 câbles on prend **n =40 câbles**

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1.Estimation du nombre de câbles de fléau

Phase	x (m)	M (KN.m)	S (m^2)	I (m^4)	υ (m)	e (m)	P(MN)	n	n retenus
Axe VSP	0	143079,63	20,418	17,169	1,384	1,234	77,71	38,68	40
Fin VSP	3	118707,81	8,655	11,203	1,147	0,997	55,85	27,80	40
Fin V01	6	96561,19	8,655	11,203	1,147	0,997	45,43	22,61	36
Fin V02	9	76598,11	8,655	11,203	1,147	0,997	36,04	17,94	32
Fin V03	12	58818,58	8,655	11,203	1,147	0,997	27,67	13,78	28
Fin V04	15	43222,60	8,655	11,203	1,147	0,997	20,33	10,12	24
Fin V05	18	29810,15	8,655	11,203	1,147	0,997	14,02	6,98	20
Fin V06	21	18581,25	8,655	11,203	1,147	0,997	8,74	4,35	16
Fin V07	24	9535,90	8,655	11,203	1,147	0,997	4,49	2,23	12
Fin V08	27	2674,08	8,655	11,203	1,147	0,997	1,26	0,63	8
Fin V09	30	0,00	8,655	11,203	1,147	0,997	0,00	0,00	4

Le nombre de câbles est **40**, repartis de **20** câbles par âme, la détermination de nombre de câbles pour chaque voussoir a révélé que les voussoirs **V9** n'a pas de câbles arrêtés, donc on doit soutenir ce voussoirs par un minimum de câbles, étant égal à 4.

VI.2.2.Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes entre axes de deux câbles $\mathbf{e_h \geq 2.\Phi_g}$, $\mathbf{e_h \geq 16\ cm}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles $e_v \geq 2.\mathbf{\Phi_g}$, $\mathbf{e_v \geq 16\ cm}$
- L'enrobage $\mathbf{C = (\frac{3}{4}\, a\ , \Phi\ , d).}$

Avec :
a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits
Φ : diamètre de la gaine.
d : 4cm pour les voussoirs courant

VI.2.3.Tracé de câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal puis ils prennent une trajectoire en plan de forme S sur toute la longueur de voussoir qui se trouve avant les deux voussoirs qui sont lieu d'une déviation de câbles en élévation après ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur encrage.

Le tracé suit une équation parabolique de forme : $\mathbf{Z(x) = ax^2 + bx + c}$

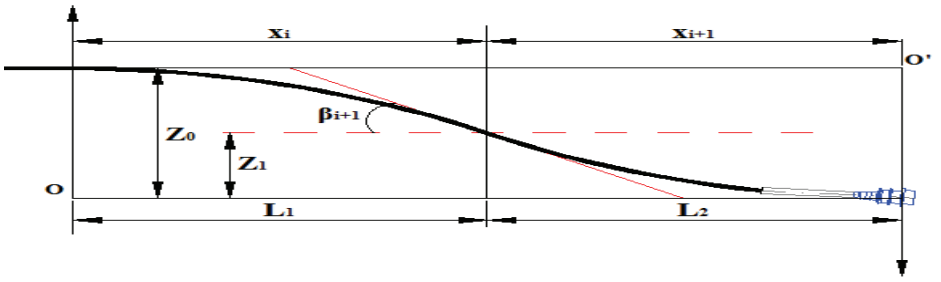


Figure VI.1.Tracé en plan des câbles de fléau

Avec les conditions aux limites $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1\text{-}Z_0).\ (\frac{x}{l})^2}$

- Les rayons de courbures $\mathbf{R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}}$, $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

VI.2.4.Tracé en élévation

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir ou il emprunte une courbe en forme parabole jusqu'à son encrage, l'équation de la courbe est de la forme

$$\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2}$$

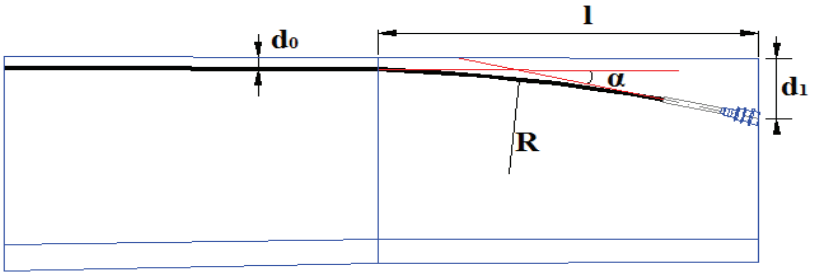


Figure VI.2.Ttracé en élévation des câbles de fléau

- Le rayon de courbure en un point x : $\mathbf{R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$
- L'angle de déviation $\mathbf{\alpha_n = artg(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}}$

Avec :

$\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
$\mathbf{d_0}$: distance du centre de gravité du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles **12T15s**, $\mathbf{R_{min} = 3\ m}$.

Tableau VI.2.L'allure de tracé en plan des cables du fléau

Câble	Z_I(m)	Z_{i+1}(m)	$X_i - X_{I+1}$(m)	R(m)	β(rad)	Z(x)
C1-C2	Rectilignes					
C3-C4	0.25	0.125	1.5	9	0.165	0.25-0.0556x²
C5-C6	Rectilignes					
C7-C8	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	0.17-0.0378x²
C9-C10	0.34	0.17	1.5	6.62	0.223	0.34-0.0756x²
C11-C12-C13-C14-C15-C16-C17-C18-C19-C20	Rectilignes					

Tableau VI.3.L'allure de tracé en élévation des cables du fléau

Câble	L(m)	d_0	d_1(m)	R(m)	α(rad)	y(x)
C1-C2	Rectilignes					
C3-C4	3	0.32	0.4	56,25	0,05	0.32+0.009x²
C5-C6- C7-C8-C9-C10		0,15	0,4	18	0,15	0,150+0.028x²
C11-C12-C13-C14-C15-C16-C17-C18-C19-C20	Rectilignes					

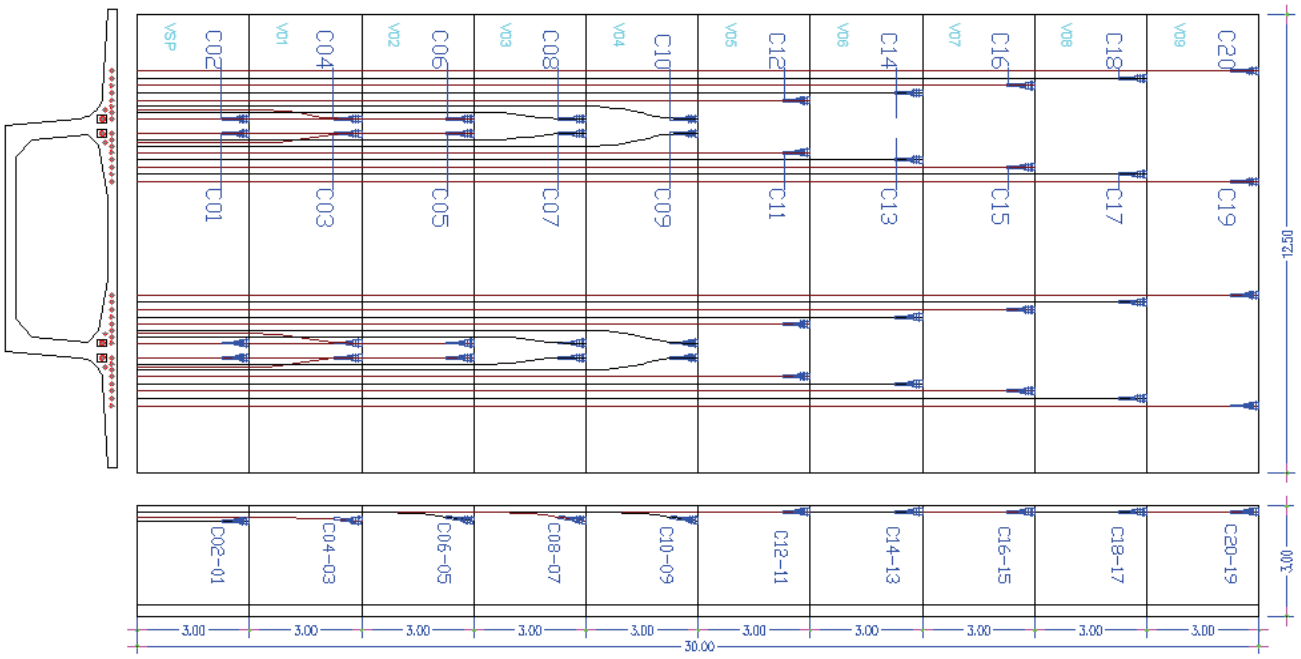


Figure VI.4.Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux au niveau des piles P1, P2

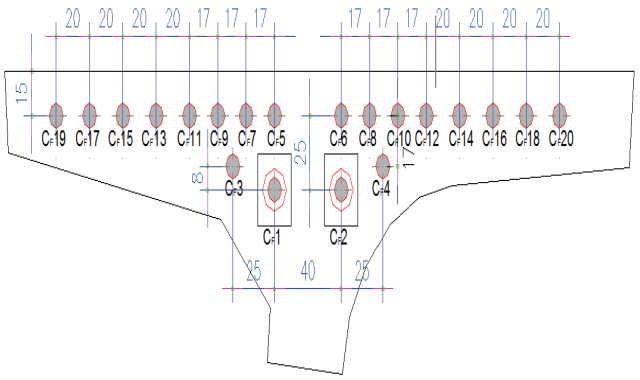


Figure VI.3.Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP

VI.3.ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE CONTINUITE

Les câbles de continuité sont destinés à répondre aux actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieurs.

VI.3.1.Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs Pour calculer le nombre de ces câbles on utilise cette formule : $\mathbf{n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}}$

Avec : $\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}}$ et $e = \upsilon' - d$

- **pour la travée principale**

Application numérique :

M : le moment fléchissant du a la combinaison de charge la plus défavorable.

- M=70544,46 MN.m
- d=0.15m , υ = 1,147m , e =1.70m
- I=11,203 m^4 p =29,38 MN
- S=8,655 m^2 n ≥ **14.32**
- P_0 =2678KN avec ΔP =25% on prend **n= 16 cables de T15s**

Le nombre de câble de continuité dans la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.Estimation le nombre de câbles pour la travée de rive principale

Voussoirs	m (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	□ (m)	e (m)	P(MN)	n câble	n retenus
fin v3	-18243,15	8,655	11,203	1,147	1,70	-7,60	-3,70	4
fin v4	12496,17	8,655	11,203	1,147	1,70	5,20	2,54	6
fin v5	28429,19	8,655	11,203	1,147	1,70	11,84	5,77	8
fin v6	42232,06	8,655	11,203	1,147	1,70	17,59	8,57	10
fin v7	53791,60	8,655	11,203	1,147	1,70	22,40	10,92	12
fin v8	62335,53	8,655	11,203	1,147	1,70	25,96	12,66	14
fin v9	67864,00	8,655	11,203	1,147	1,70	28,26	13,78	16
axe VSC	70544,46	8,655	11,203	1,147	1,70	29,38	14,32	16
fin v9	67864,01	8,655	11,203	1,147	1,70	28,26	13,78	16
fin v8	62335,54	8,655	11,203	1,147	1,70	25,96	12,66	14
fin v7	53791,6	8,655	11,203	1,147	1,70	22,40	10,92	12
fin v6	42232,1	8,655	11,203	1,147	1,70	17,59	8,57	10
fin v5	28485,94	8,655	11,203	1,147	1,70	11,86	5,78	8
fin v4	12442,72	8,655	11,203	1,147	1,70	5,18	2,53	6
fin v3	-16906,7	8,655	11,203	1,147	1,70	-7,04	-3,43	4

- **Pour la travée de rive**

Application numérique :

- M=30751,36 MN.m
- d=0.15m , υ = 1,147m , e =1.70m
- I=11,203 m^4 P = 12,93MN
- S=8,655 m^2 n ≥ 6,30
- P_0 = 2678 KN avec ΔP = 25% on prend **n= 8 câbles de 12T15s**

Le calcul du nombre de câble de continuité dans la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.Estimation le nombre de câbles pour la travée de rive de rive

Voussoirs	M (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	ν (m)	e (m)	P(MN)	n câbles	n retenus
VC1	12877,58	8,655	11,203	1,147	1,70	5,36	2,61	4
VC2	23374,68	8,655	11,203	1,147	1,70	9,73	4,75	6
Axe VSC	27427,24	8,655	11,203	1,147	1,70	11,42	5,57	6
V9	30751,36	8,655	11,203	1,147	1,70	12,81	6,24	8
V8	31056,31	8,655	11,203	1,147	1,70	12,93	6,30	8
V7	28238,03	8,655	11,203	1,147	1,70	11,76	5,73	8
V6	22331,93	8,655	11,203	1,147	1,70	9,30	4,53	6
V5	13379,62	8,655	11,203	1,147	1,70	5,57	2,72	6
V4	1351,13	8,655	11,203	1,147	1,70	0,56	0,27	4

VI.3.2.Tracé des câbles de continuité

Les paramètres du tracé et les équations sont montrés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau VI.6.L'allure de tracé en plan des cables de contunuité pour la travé principale

Câbles	Z(m)	Z_{I+1} (m)	$X_i - X_{I+1}$(m)	R(m)	β(rad)	Z(x)
C1	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	0.17-0.038X²
C2	0.34	0.17	1.5	6.62	0.223	0.34-0.076X²
C3	rectilignes					
C4	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	0.17-0.038X²
C5-C6	rectilignes					
C7	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	0.17-0.038X²
C8	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	0.17-0.038X²

Tableau VI.7.L'allure de tracé en élévation des cables de contunuité pour la travé principale

Cables	L(m)	d_0	d_1(m)	R(m)	α(rad)	y(x)
C1-C2	3	0.49	0.74	18	0.15	0.49+0.25X²
C3-C4		0.32	0.74	10.714	0.23	0.32+0.42X²
C5		0.15	0.57	10.714	0.23	0.15+0.42X²
C6		0.15	0.74	7.627	0.29	0.15+0.59X²
C7		0.15	0.57	10.714	0.23	0.15+0.42X²
C8		0.15	0.74	7.627	0.29	0.15+0.59X²

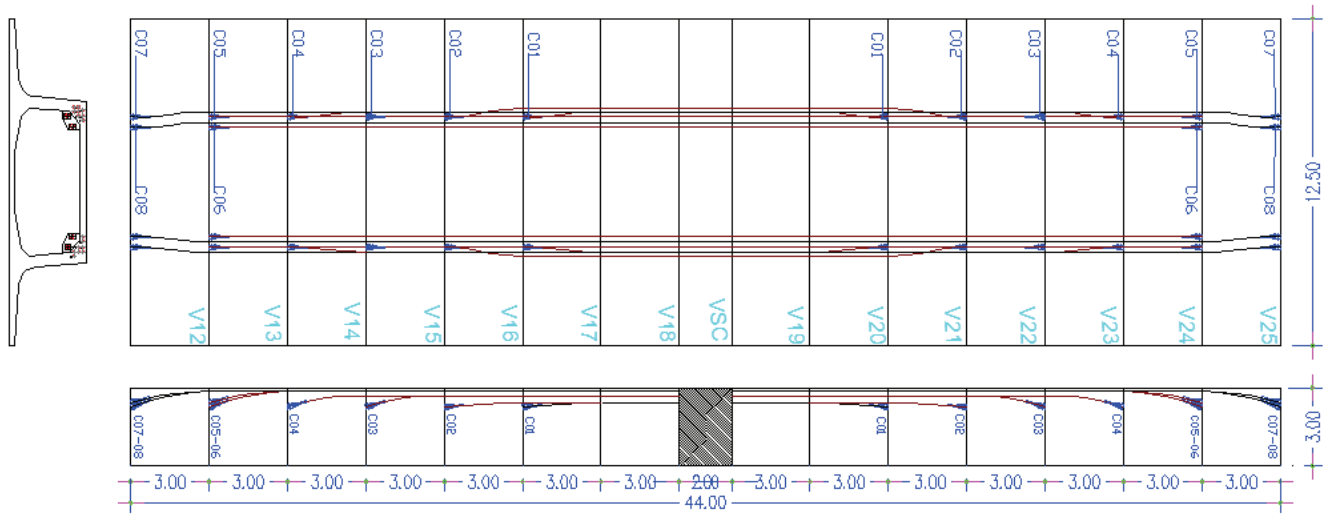


Figure VI.6.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau de clavage P1/P2

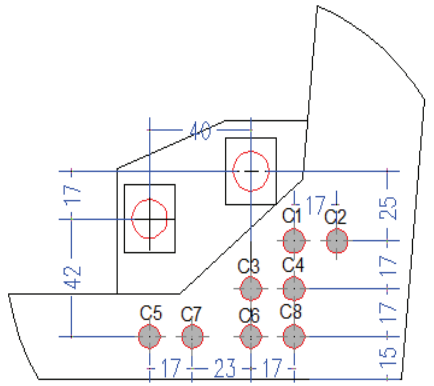


Figure VI.5.Disposition des câbles de continuité au niveau de clavage P1-P2

Tableau VI.8.L'allure de tracé en plan des cables de contunuité pour les travées de rives

Câbles	Z(m)	Z_{I+1} (m)	$X_i - X_{I+1}$(m)	R(m)	β(rad)	Z(x)
C1	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	$0.17-0.038X^2$
C2	0.17	0.085	1.5	13.24	0.113	$0.17-0.038X^2$
C3-C4	Rectilignes					

Tableau VI.9.L'allure de tracé en élévation des cables de contunuité pour les travées de rives

Câbles	L(m)	d_0	d_1(m)	R(m)	α(rad)	y(x)
C1	3	0.49	0.75	17.308	0.16	$0.49+0.26x^2$
C2	3	0.15	0.75	7.5	0.29	$0.15+0.6x^2$
	3.5			10.208	0.25	$0.15+0.6x^2$
C3	3.5	0.32	0.75	14.244	0.20	$0.32+0.43x^2$
	3			10.465	0.24	$0.32+0.43x^2$
C4	3.5	0.15	0.58	14.244	0.20	$0.15+0.43x^2$
	3			10.465	0.24	$0.15+0.43x^2$

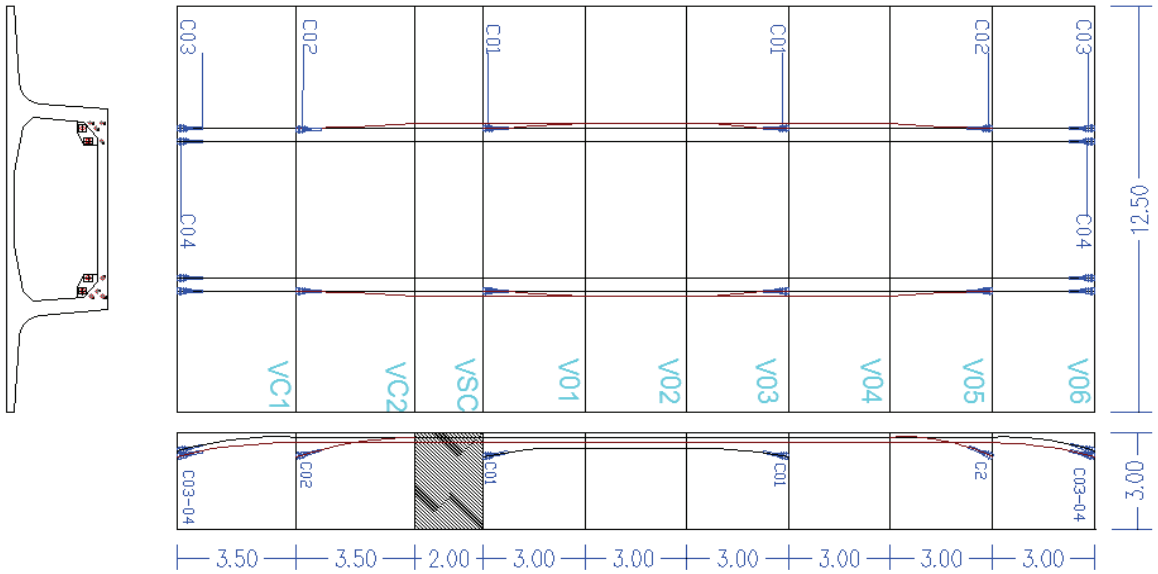


Figure VI.8.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau de clavage C1/P1, P2/C2

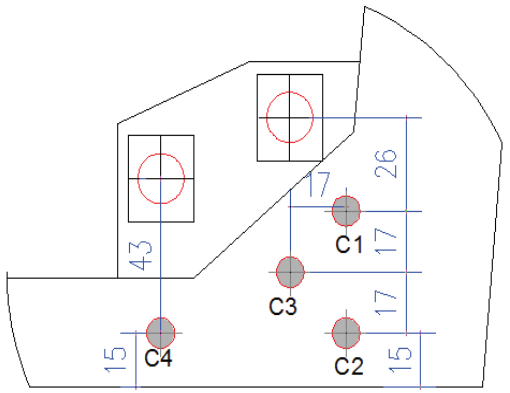


Figure VI.7.Disposition des câbles de continuité au niveau de clavage P1/C1, P2/C2

VI.4.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Certains phénomènes interviennent d'une façon non négligeable tel le frottement de la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles, le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont **instantanées**, les trois dernières pertes sont **différées.**

Ces pertes sont estimées de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

VI.4.1.Pertes de tensions instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension.

VI.4.1.1.Pertes de tension par frottement

Elles sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gains, lors de la mise en tension le câble est tiré de la côté de vérin à fixe du côté opposé, le déplacement de câble a l'intérieure de la gaine est gêné par ces courbures s'il n'est pas rectiligne. Ces pertes sont évaluées par cette formule :

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

Avec :

- σ_{p0} : la tension à l' origine ;
- **e** : la base des logarithmes népériens ;
- **f** : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
- **β** : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
- **φ** : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
- **x** : la distance de la section considérée (m).

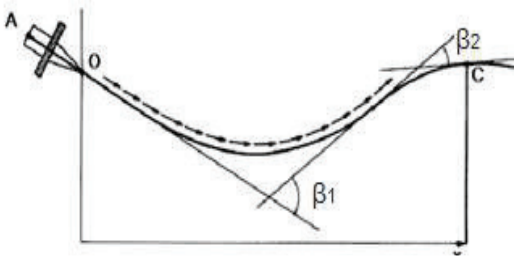


Figure VI.9 Pertes de tension par frottement

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$

Application numérique :

- $\Phi = 0.003\ m^{-1}$
- $f = 0.2\ rad^{-1}$
- $\sigma_{p0} = 1488\ MPa$

$$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy\text{-}max} = 105{,}456\ MPa$$

Voir l'annexe

V.4.1.2.Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et les clavettes dans la plaque d'ancrage lors de la détention des vérins et du blocage des clavettes.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x) \qquad \text{Avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec :

- **k** : fonction croissante ;
- **d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
- σ_{p0} : contrainte initiale ;
- **g** : l'intensité du recul d'ancrage ;
- E_p : module d'élasticité des aciers ;

Application numérique :

- E_p = 190 000 MPa
- σ_{p0} = 1 413,33 MPa
- g = 2 mm

$\Delta\sigma_{g\ Moy\text{-}max}$ = **82,37 MPa**

Voir **l'annexe C**

V.4.1.3.Pertes de tension dues a la non-simultanéité de mise en tension.

La mise en tension des câbles s'effectuant câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entrainer un raccourcissement de la pièce et du premier câble, et de même la mise en tension de la troisième,
Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{avec} \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = 5{,}28$$

D'où $\Delta\sigma_e(x) = 2{,}64 \times \sigma_b(x)$ avec $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

- σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- **P :** effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;
- M_p : moment dû au poids propre ;

Application numérique

- E_p = 190 000 MPa
- E_{bi} = 35 981,73 MPa
- P_0 = 2 .68 MN

$\Delta\sigma_{e\ Max}$ = **24.72 MPa**

Voir **l'annexe C**

Alors la somme des pertes instantanés pour la même abscisse (fin VSP) est égale a :
$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$ = 141.71 MPa donc $\Delta\sigma_i$ = **9.54 %**

VI.4.2.Pertes de tensions différées

Elles se produisent dans un temps plus ou moins long après que la structure lorsque la structure soumis à des actions permanente.

VI.4.2.1.Perte de tension due au retrait de béton

Le retrait du béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation des eaux excédentairs contenue dans le béton et a des réactions chimiques.

Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

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

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p\ \varepsilon_r$$

- ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;
- **r (t)** : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application numérique

- E_p = 190 000 MPa
- $\xi_r = 2\times10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38$ MPa

Voir **l'annexe C**

V.4.2.2 Perte de tension due au fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation de béton dans le temps, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i , à la mise en charge , on constate que la déformation totale augmente et peut attendre 3 fois la déformation instantanée.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au fluage vaut :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f \quad \text{avec} \quad \varepsilon_f = \frac{\sigma_M + \sigma_B}{E_{bj}}$$

- σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1{,}5\ \sigma_b$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble,

Application numérique

- E_p = 190 000 MPa
- E_{bi} = 35 981,73 MPa
- P_0 = 2 544 KN

$\Delta\sigma_{fl\ Max} = 119.38$ MPa

Voir **l'annexe C**

VI.4.2.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension a longueur constante

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h ;

μ_0 **:** coefficient pris égal 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Application numérique

- $\rho_{1\,000} = 2{,}5\,\%$
- $\mu_0 = 0{,}43$
- $f_{prg} = 1\,766{,}67$ MPa

$\Delta\sigma_{\rho\ Max} = 65.06$ MPa

Voir **l'annexe C**

Alors la somme des pertes différées :

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

Application numérique :

$\Delta\sigma_d = 206.832$MPa **donc** $\Delta\sigma_d =$ **13.89 %**

VI.4.2.4.Pertes totales

$\Delta\sigma_{TOT} =$**23.42 %** $\sigma_{\infty\ max} =$ **1139.65MPa**

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

VI.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inferieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier : $\overline{\sigma_{bt}} \le \sigma_y \le \overline{\sigma_{bc}}$ avec $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I}y$

- **P** : effort de précontrainte.
- **B** : surface de la section considérée.
- **I** : inertie de la section considérée.
- $\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyen.
- **M** : moment extérieur.
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.5.1.Phase de construction

- $\Delta P = 23{,}42$ $\sigma_\infty = 1139.65$ MPa
- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 21$ MPa .
- $\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28} = 4{,}05$ MPa , Hors section d'enrobage.
- $\overline{\sigma_{bt2}} = 0{,}7 \times f_{t28} = 1{,}89$ MPa , Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Contrainte dans les fibres extrêmes dans la phase de construction

Voussoir	n câble	P (MN)	M (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	40	82,04	143079,63	20,42	17,17	1,38	1,62	1,192	0,37	8,29	✓
FIN VSP	40	82,04	118707,81	8,65	11,20	1,15	1,85	0,955	5,35	16,15	✓
FIN V1	36	73,84	96561,19	8,65	11,20	1,15	1,85	0,969	5,97	12,66	✓
FIN V2	32	65,63	76598,11	8,65	11,20	1,15	1,85	0,966	6,23	9,77	✓
FIN V3	28	57,43	58818,58	8,65	11,20	1,15	1,85	0,961	6,27	7,23	✓
FIN V4	24	49,23	43222,60	8,65	11,20	1,15	1,85	0,956	6,08	5,06	✓
FIN V5	20	41,02	29810,15	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	5,88	2,90	✓
FIN V6	16	32,82	18581,25	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	5,24	1,45	✓
FIN V7	12	24,61	9535,90	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	4,38	0,36	✓
FIN V8	8	16,41	2674,08	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	3,30	-0,37	✓
FIN V9	4	8,20	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,79	-0,41	✓

VI.5.2.Phase de service

Dans cette phase on a deux états de vérification

- Etats vide : cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge il est calculé sous l'effet des charges permanentes.
- Etats en charge : Cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitations

Dans cette phase on doit vérifier

- $\Delta P = 23,42 \quad \sigma_{\infty} = 1139.65$ MPa
- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{c28} = 21$ MPa ;
- $\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05$ MPa , Hors section d'enrobage;
- $\overline{\sigma_{bt2}} = 1,0 \times f_{t28} = 2,7$ MPa , Section d'enrobage.

VI.6.Vérification de précontrainte vis-à-vis l'effort tranchant

VI.6.1.Verification vis-à-vis de l'ELS

La partie la plus sollicitée par l'effort tranchant est l'âme tandis que les membrures supérieures et inférieures travaillent en flexion du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

- **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Les actions s'appliquant sur l'élément se réduisent au composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- ✓ Un effort tranchant positif ;
- ✓ Une composante verticale de la précontrainte **Psinα** qui vient se retrancher de l'effort tranchant.
  On aura donc $\mathbf{V_p = V \times \sin\alpha}$

Application numérique :

- P_0 = 2678.4 MPa ; ΔP = 23.42%
- α: la moyenne des variations angulaires des câbles en élévation ; α = 0.125.
- N = 20 câbles.

$$\mathbf{V_p = 5.114\ MN}$$

- **Effet hyperstatique**

L'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte s'il existe est ajouté au précédent et il est égale à la dérivé de ce moment : $\mathbf{V_h = \frac{dM}{dx}}$

L'effort tranchant est calculé à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, sous une combinaison de charge à l'ELS. $\mathbf{V_{ser}(3) = 9.38147\ MN}$

- l'effort tranchant réduit final obtenu est :

$$\mathbf{Vr = V_h - V_p = 9.38147 - 5.114 = 4.267\ MN}$$

VI.6.1.2.Vérification de la contrainte de cisaillement

On satisfaire la condition suivante : $\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}; \overline{\tau_2})$, avec : $\tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n}$

$$\overline{\tau_1^2} = 0{,}4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

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

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité

À l'abscisse **x = 42m** la valeur du moment maximale est de **62,79547 MN.m** ce qui nous donne des valeurs de contrainte des fibres supérieures et inférieures **11,07 MN.m** et **6,90 MN.m** respectivement.

Donc σ_x est obtenue par le calcul suivant : $\frac{11.07-6.9}{3} = \frac{(\sigma x-6.9)}{v\prime}$

$$\sigma_x = 9.475 \text{ MPa}$$

z : le bras de levier ($z = \frac{I}{S}$) , et par simplification $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$

ρ : le rendement mécanique de la section et vaut : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$

b_{ng} : l'épaisseur nette de l'âme et vaut $b_{ng} = 2(e_a - m.\Phi_g)$ comme il n'existe pas de gaine dans l'âme donc $b_{ng} = E_a$ tel que E_a : l'épaisseur de l'âme

Application numérique :

- f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2,7 MPa
- P_0 = 2678.4 MPa ; ΔP = 23,42 %
- V_{red} = 4.267MN ; ρ = 60,9 %
- n = 40 câbles
- b_{ng} = 0,9 m ; z = 2.4135 m

$\tau_{max} =$ **1.964 MPa**

$\sigma_x =$ **9.475 MPa**

$\overline{\tau_1^2} =$ **13.149 Mpa**

$\overline{\tau_2^2} =$ **21.649 Mpa**

✓ on remarque que $\tau_{max} < \overline{\tau}$

✓ donc l'effort tranchant est vérifié au voisinage de la section étudiée.

VI.6.2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

La justification des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte deux vérifications :

✓ La vérification de la résistance des armatures transversales.

✓ La vérification des bielles comprimées.

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

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

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau du CDG ;

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u_{red}}}{z \times b_n}$

Application Numérique :

- Abscisse de vérification : 3 m
- $V_{max\ Elu}$ = 12.626 MN
- σ_x = 9.475 MPa
- z = 2.4135 m
- b_n = 0,9 m

$V_{u\text{-}red}$ = 7.512 MN
τ_u = 3.46 MPa
β_u = 18,16°
On prend : β_u = 30°

La deuxième étape consiste à trouver la section d'armatures transversales A_t par la formule suivante :

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

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré horizontalement ;
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

- Abscisse de verification : x = 3 m
- $V_{max\ Elu}$ = 12.626 MN ; τ_u = 3.46 MPa
- f_{t28} = 2,7 MPa ; f_e = 500 MPa
- γ_s = 1,15 ; b_n = 0,9 m ; β_u = 30°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \textbf{30,59 cm}^2\textbf{/m}$$

➢ **le pourcentage minimal à disposé**

Le pourcentage minimal est calculé par l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}6\,\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \textbf{12.42 cm}^2\textbf{/m}$$

La vérification des bielles comprimées est donnée par la formule approchée :

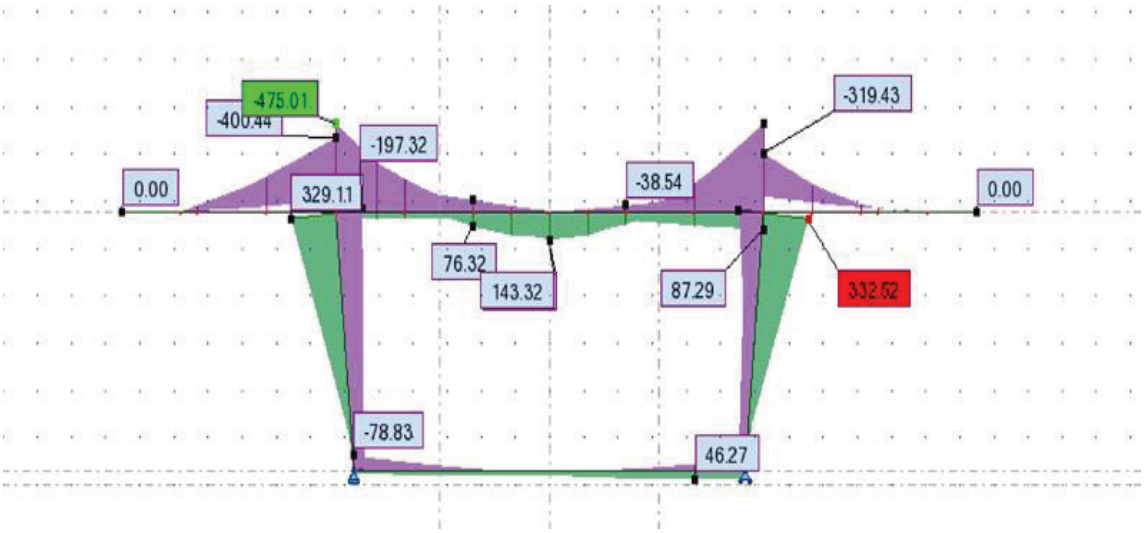
$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = \textbf{5,83 MPa}$$ Ce qui est vérifié.

VI.7.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre et la répartition des câbles dans chaque voussoir en fonction du moment à l'équilibre pour les câbles de fléau et avec le même principe par le moment à mi- travée on a défini les câbles de continuité, et on a terminé par une vérification des contraint au droit de chaque fin de voussoir.

Chapitre VII

ETUDE TRANSVERSALE



ENSTP 2018/2019

VII.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis …), pour ce faire il y a lieu de déterminer les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

VII.2.EVALUATUION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1.Modélisation

A l'aide de l'outil informatique (Robot Structural Analysis) ,on détermine les moments dans chaque élément de voussoir ,la section du caisson sera représentée par un ensembles de barres auxquelles la section d'élément considéré avec une largeur égale 1m .

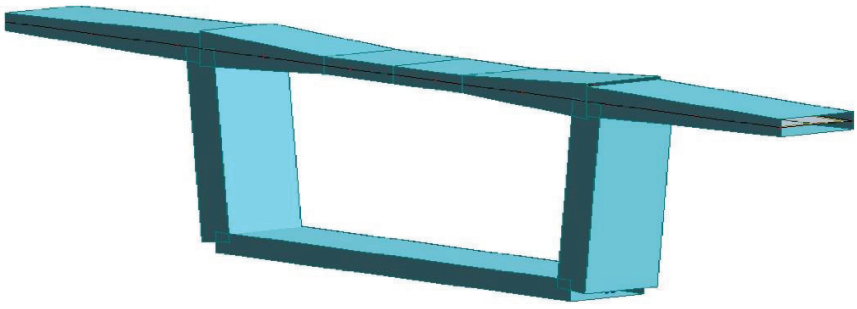


Figure VII.1.Vue en 3D du caisson a la clef modélisé su logiciel

VII.2.2.Combinaison de charge

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons possibles

Tableau VII.1.Combinaison de charges appliquées

Combinaisons		G	A(L)+St	Bc+St	Bt+St	Mc120	D240
ELU	Combinaison 01	1.35	1.6	0	0	0	0
	Combinaison 02	1.35	0	1.6	0	0	0
	Combinaison 03	1.35	0	0	1.6	0	0
	Combinaison 04	1.35	0	0	0	1.35	0
	Combinaison 05	1.35	0	0	0	0	1.35
ELS	Combinaison 01	1	1.2	0	0	0	0
	Combinaison 02	1	0	1.2	0	0	0
	Combinaison 03	1	0	0	1.2	0	0
	Combinaison 04	1	0	0	0	1	0
	Combinaison 05	1	0	0	0	0	1

VII.2.3.Résultat

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau VII.2.Les efforts extrêmes dans le voussoir clef

	M_{MAX} (KN.m)		M_{MIN} (KN.m)		N (KN)	
	M_{ult}	M_{els}	M_{ult}	M_{els}	N_{elu}	N_{els}
Hourdis supérieure	143.32	107.46	-475.01	-355.89	/	/
Hourdis inferieur	46.27	34.76	-78.83	-58.91	/	/
Âme	332.52	249.73	-181.07	-135.46	18.73	13.99

VII.3.FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui
- travaille en flexion simple.
- Deux âmes qui travaillent en flexion composée.

VII.3.1.Exemple de ferraillage de l'ourdis supérieure

➢ Nappe supérieure

Pour cet exemple on travaille sur le voussoir à la clef, les fissurations sont jugés préjudiciables, alors le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application numérique

- b = 1m, on calcule le ferraillage par mètres linéaire.
- h = 0.5 m, c =0.05m , M_{ser} (sup)= 355.89 KN.m
- $\overline{\sigma_{bc}}$=21 MPa ;$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ = 250 MPa
- d=0.9h =0.9×0.5=0.45m
- $x = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}} d$= 0.25 m; $z = d - \frac{x}{3}$ = 0.3663m
- $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} bx\overline{\sigma_{bc}} z$ = 960.75KN
- **$M_1 \geq M_{ser}$ (sup)** section sans armatures comprimées (**S.S.A.C**) .
- $A_{ser} = \frac{Mser}{z\overline{\sigma_{st}}}$ =38.86 cm² , on prend une nappe de **3HA25 et 4HA25**
- $A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe} bd$ = 5.589 cm² $\leq A_{ser}$ **condition de non fragilité est vérifiée**

➢ **Nappe inférieure**

Application numérique

- b = 1m, on calcule le ferraillage par mètres linéaire.
- h = 0.25 m, c =0.05m , Mser (sup)= 107.46 KN.m
- $\overline{\sigma_{bc}}$=21 MPa ;$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ = 250 MPa
- d=0.9h =0.9×0.25=0.225m
- $x = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}$d= 0.1 254 m; $z = d - \frac{x}{3}$ = 0.1832 m
- $\overline{M_1} = \frac{1}{2}b.x.0\overline{\sigma_{bc}}.z$ = 241.21KN
- $M_1 \geq M_{ser}$(sup) section sans armatures comprimées (S.S.A.C) .
- $A_{ser} = \frac{Mser}{z\overline{\sigma_{st}}}$ =23.46cm² on prend une nappe de **4HA20+3HA25** .
- $A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe}$ bd = 5.589 cm² $\leq A_{ser}$ **condition de non fragilité est vérifiée**

➢ **Ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction car les câbles de précontraintes reprennent toutes les charges et surcharges de l'ouvrages.

$A_s = \frac{A_{st}}{3} = 12.95\ cm^2$ On prend une nappe de **7HA16**

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe} bd =$ cm² $\leq A_{ser}$ condition de non fragilité est vérifiée.

VII.3.2.Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.3.Ferraillage passif des voussoirs

		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	Nappe inférieure	9HA20	4HA32
	Nappe supérieure	9HA25	4HA32
Hourdis inferieur	Nappe inférieure	5HA14	4HA14
	Nappe supérieure	5HA20	
Âme	Nappe interne	7HA25	7HA14
	Nappe externe	7HA25	

NB : les diagrammes des moments et les efforts tranchant sont représentés dans **l'annexe B**

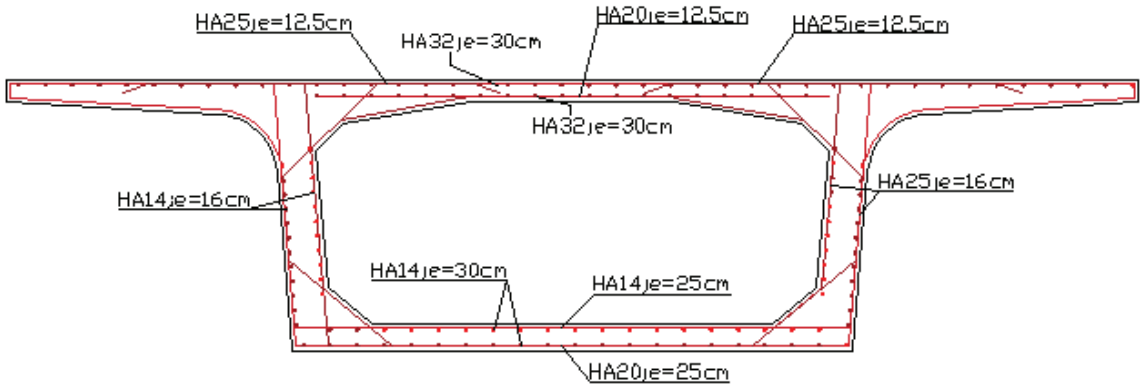


Figure VII.2 .Ferraillage du voussoir à la clef

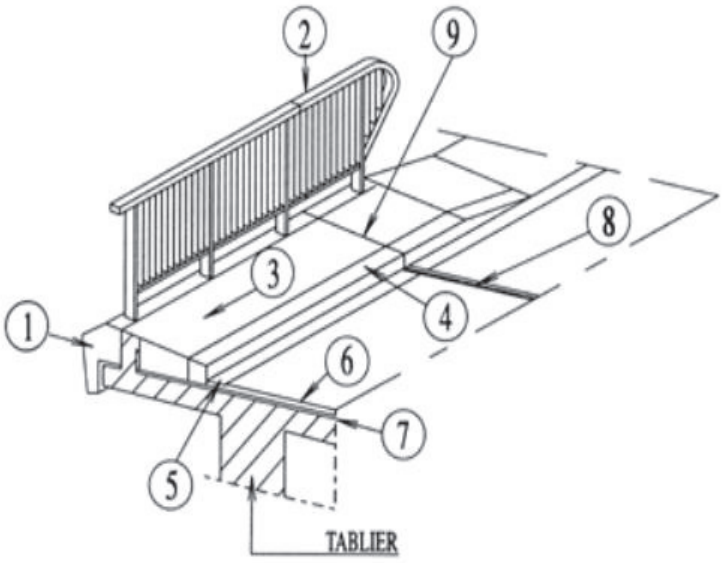
VII.4.CONCLUSION

Le principal objectif de ce chapitre est de déterminer les différentes sollicitations appliquées sur les éléments du voussoir (hourdis inférieure et supérieure, l'âme) afin de pouvoir déterminer les sections de ferraillage et leurs dispositions.

Chapitre VIII

EQUIPEMENTS DU TABLIER

1 - CORNICHE
2 - DISPOSITIF DE RETENUE
3 - TROTTOIR
4 - BORDURE DE TROTTOIR
5 - CANIVEAU
6 - COUCHE DE ROULEMENT
7 - CHAPE D'ETANCHEITE
8 - JOINT DE CHAUSSEE
9 - JOINT DE TROTTOIR



ENSTP 2018/2019

VIII.1.INTRODUCTION

Les équipements de pont souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel au niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps, et le confort de l'usager.
Parmi ces équipements :

- Revêtement du tablier .
- Trottoirs .
- Système d'évacuation des eaux .
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Appareil d'appuis .
- Joint de chaussée .

VIII.2.APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degré de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces dernières est de l'ordre de dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

VIII.2.1.Le choix de type d'appareil d'appui

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra ci-dessous.

- Facilite de mise en ouvre
- Facilite de réglage et de contrôle
- Ils n'exigent aucun entretien
- Leur cout et relativement modéré.

VIII.2.2.Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculés à l'ELU

Tableaux VIII.1.Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis .

Combinaison	R culée max (MN)	R pile max (MN)	F_Z sur culée (MN)	F_Z sur pile (MN)
1.35G+1.6(A(l)+ST)	6.73	25.12	6.54	14.18
1.35G+1.6(Bc+ST)	6.43	22.88	6.12	13.33
1.35G+1.6(Bt+ST)	5.48	21.42	5.26	12.08
1.35(G+Mc120)	5.57	21.43	5.38	12.14
1.35(G+D240)	6.54	23.12	6.3	13.51

VIII.2.3.Dimensionnement de l'appareil d'appuis de type B

Le dimensionnement de l'appareil d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

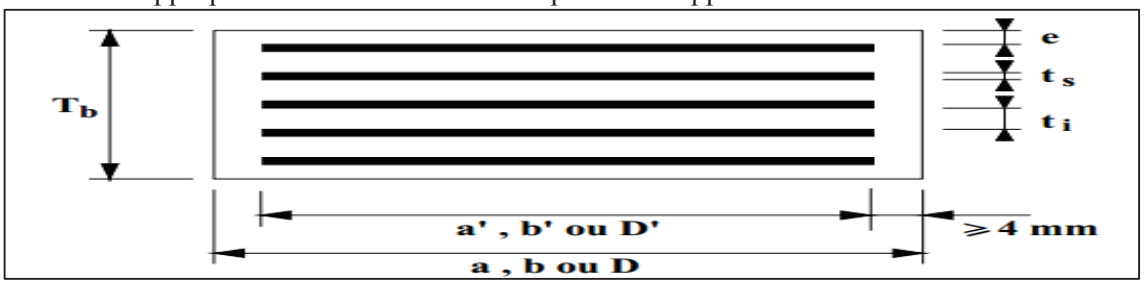


Figure VIII.1.Definition géométrique d'un appareil d'appui [9].

Avec

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- D et D' les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25MPa sur la surface A' suivant les dimensions d'appareil d'appuis.

$$\frac{F_Z}{a' \times b'} = \sigma_{adm} = 25MPa$$

Application numérique

- F_Z = 14.18 KN donc $a' \times b' = 567\ 200\ mm^2$ on prend $(a' \times b') = (\mathbf{800 \times 800})\mathbf{mm^2}$

VIII.2.3.1.Hauteur nette d'élastomère

L'épaisseur de l'appareil d'appui $\mathbf{T_q}$ est conditionnée par la condition de non flambement.

$$\frac{\mathbf{V_x}}{\mathbf{T_e}} \leq \mathbf{1} \text{ Avec } \mathbf{V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{x\,-\,ret} + V_{xf}}$$

- $\mathbf{V_{xT}}$: déplacement du à la température, donnée par : $\mathbf{V_{xT} = L \times \varepsilon_T}$.
- $\mathbf{V_{xf}}$: le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $\mathbf{V_{xf} = L \times \varepsilon_f}$.
- $\mathbf{V_{xr}}$: c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $\mathbf{V_{xr} = L \times \varepsilon_r}$.
- **L** : longueur de délitation (entre les joints de chaussé) qui vaut **140 m .**
- $\boldsymbol{\varepsilon_T}$: coefficient de la température. ξ_T = 0,0002 .
- $\boldsymbol{\varepsilon_f}$: coefficient du fluage qui vaut à t = 0 au moment où il subit la contrainte $\boldsymbol{\sigma_b}$ est de $2{,}5\times10^{-4}$.
- $\boldsymbol{\varepsilon_r}$: coefficient de retrait, $\boldsymbol{\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}}$.
- $\mathbf{V_{xfr}}$: déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit

$$\mathbf{v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1}$$

- $\mathbf{F}_{freinage}$: l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU (***Voir chapitre III***), cet effort sera distribué aux proratas des rigidités ;

$$\mathbf{F}_{freinage} = \mathbf{1,6 \times 256.12KN} \quad \text{donc} \quad \mathbf{F}_{freinage} = \mathbf{409.792\ KN}$$

- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa cas statique, et 1,2 MPa cas dynamique
- $\mathbf{T}_q$: épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII.2.Déplacement due à la variation linéaire

Appuis	K d (MN/m)	X r (m)	Xi (m)	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	V_{xr} (m)	$F_{freinage}$ (KN)	V_{xfr} (m)
C1	15.36	69.9 746	69.9 746	0.0139	0.0174	0.0139	103.051	$0.08934T_q$
P1	15.18		30.9 746	0.0061	0.0074	0.0061	101.844	$0.08849T_q$
P2	15.13		31.0 254	0.0063	0.0077	0.0062	101.844	$0.08849T_q$
C2	15.36		70.0 254	0.0140	0.0175	0.0140	103.051	$0.08934T_q$

$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$, on prend les déplacements là où ils sont la maximaux.

Application numérique

- $\mathbf{T}_q \geq \mathbf{53mm}$ on prend $\mathbf{T}_q = \mathbf{100}$ mm

Les dimensions d'appareil d'appui

- a × b = (800× 800) mm²
- 09 feuilles élastomère t_i = 10 mm
- 02 feuilles élastomère extérieur d'épaisseur e = $\frac{t_i}{2}$ = 5 mm.
- 10 frettes métallique de t_s =06 mm.
- Enrobage de chant 10 mm.
- $T_d = (09\times 10 + 2 \times 5 + 10 \times 6) = \mathbf{160\ mm}$

VIII.2.4.Vérification du dimensionnement

Conformément à la norme NF EN 1337-3,il y a quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être vérifiées pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VIII.2.4.1.Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doits être vérifiée a l'état limite ultime.

$$\frac{\mathbf{F_z}}{\mathbf{A_r}} < \frac{\mathbf{2 \times G \times a' \times S_1}}{\mathbf{3T_e}}$$

Avec :

- $\mathbf{F_z}$: la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU.
- **G** : module de de cisaillement de l'appareil d'appui **G = 0,9** MPa .
- $\mathbf{A_r}$ **:** la surface en plan effective : $A_r \approx A' = (753\times 753) mm^2$
- **a'** : le plus grand côté.
- $\mathbf{S_1}$: coefficient de forme du feuillet le plus épais.

$$S_1 = \frac{A'}{l_p \times t_e} \quad \text{avec} \quad l_p = 2(a'+b')$$

$$\text{et} \begin{cases} t_e = t_i \text{ pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1{,}4t_i \text{ pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$$

- $\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère.

Application numérique :

$$S_1 = \frac{753 \times 7543}{3012 \times 16} = 11.76\text{mm}$$

$$\mathbf{25 < \frac{2 \times 0.9 \times 0.753 \times 11.76}{3 \times 0.10} = 53.13} \qquad \textbf{Condition vérifiée}$$

VIII.2.4.2.Traction dans les frettes

L'épaisseur des frettes doivent vérifier cette condition $t_s \geq max\left\{\gamma_m \frac{2.6 \times F_Z \times t_i}{3A_r \times f_y}; 2mm\right\}$

- $\mathbf{t_i}$: épaisseur d'une feuille d'élastomère ;
- γ_m : coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;
- f_y **:** limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235).

Application numérique

- 6mm > 2mm **condition vérifiée.**

VIII.2.4.3.Condition de non glissement

La vérification du non glissement est donnée par

$$\mathbf{F_{xy} \leq \mu_e F_z} \text{ et } \frac{\mathbf{F_{z,Gmin}}}{\mathbf{A_r}} \geq \mathbf{3\ MPa}$$

$\mathbf{F_{Z,Gmin}}$: Réaction minimale a l'ELU sous charges permanentes, vaut : $\mathbf{F_{Z,Gmin} = 4.18MN}$.
Fz et Fxy : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.
$\mathbf{\mu_e}$: Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$\mu_e = 0{,}1 + \frac{1{,}5K_f}{\sigma_m}, \quad \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \quad \text{et} \quad K_f = 0{,}6 \text{ pour le béton.}$$

Application numérique

- $\sigma_m = 25MPa$, $\mu_e = 0.136$
- $F_{xy} = K_S \times (V_{xT} + V_{xf} + V_{xr}) + F_{reinage} = 11.52 \times (0.014 + 0.0175 + 0.014) + 0.0089 = 0.53\text{MN}$
- $0.53 \leq 0.136 \times 14.18 = 1.92\text{MN}$, $\frac{4.18}{0.567} = 7.37 \geq 3\text{MPa}$, **condition vérifiée**

VIII.2.4.4.Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appuis est limitée à l'état limite ultime :

$$\boldsymbol{\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a \leq 7}$$

$\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_a$: sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier

- **Evaluation de ε_c**

Sous un effort normal Fz, on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère .

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 \times Fz}{G \times Ar \times S1} = \frac{1.5 \times 25}{0.9 \times 11.76} = 3.54$$

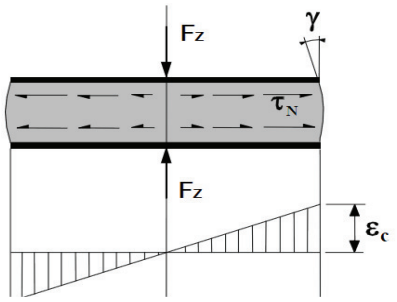


Figure VIII.2.Distorsion sous effort normal[9]

- **Evaluation de ε_a**

La valeur de distorsion e_a , sous l'effet de rotation α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux cotés a et b de l'appareil d'appui

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'\alpha_a + b'\alpha_b) \times t_i}{2\sum t_i^3} \quad \text{avec}$$

α_a : Est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale, vaut 2.55×10^{-3} rad.

α_b : Est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.

$\varepsilon_a = 0.102$

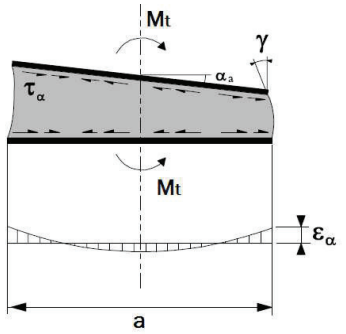


Figure VIII.3.Distorsion sous une rotation [9]

- **Evaluation de ε_c**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_h dans l'élastomère.

$$\varepsilon_c = \frac{V_X}{T_q} = \frac{0.0544}{0.1} = 0.544$$

Donc

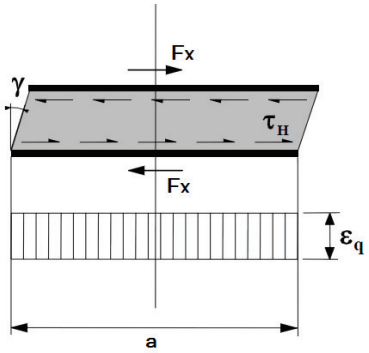


Figure VIII.4.Distorsion sous effort horizontal [9]

$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a = 0.544 + 0.102 + 3.54 = 4.18 \leq 7$

Condition vérifiée

VIII.2.4.5.Les Plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer la position des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher leurs glissement.



Figure VIII.5.Plaque de fixation

VIII.3.ETUDE DES DÈS D'APPUIS :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chainage et d'éclatement.

VIII.3.1.Dimensionnement des dés d'appui

Les dimensions (a_1 , b_1 ,h) doivent vérifier les condition suivantes

$$\begin{cases} a_1 \geq a + \frac{h}{2} \\ b_1 \geq b + \frac{h}{2} \end{cases}$$ avec $h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.4$ m donc **a_1 =1m ,b_1 =1m ,h =0.4m**

VIII.3.2.Ferraillage des dés d'appuis

Selon les documents **SETRA**

- **Armature de chainage**

La section calculée doit reprendre à un effort de 25%Nmax.

Donc As $= \frac{0.25 \times Nmax}{\sigma_S} = \frac{0.25 \times 14.18}{438.78} = 80 cm^2$ on prend **33HA20.**

- **Armature horizontale**

On met des armatures horizontales pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 12.5%Nmax

Donc As $= \frac{0.125 \times Nmax}{\sigma_S} = \frac{0.125 \times 14.18}{438.78} = 40.39 cm^2$ on prend **33HA14**

- **Ferraillage de surface (frettes supérieure)**

Ces armatures doivent reprendre à un effort de 4%Nmax

Donc $\frac{0.04 \times Nmax}{\sigma_S} = \frac{0.04 \times 14.18}{438.78} = 12.92 cm^2$ on prend **17HA10**

- **Ferraillage de surface (frettes inferieure)**

Elles sont disposées dans une profondeur de $\frac{h}{3} \leq z \leq h$

Donc As = $\frac{0.1 \times Nmax}{\sigma_S} = \frac{0.1 \times 14.18}{438.78} = 33.72 cm^2$ on prend **17HA16**

VIII.4.JOINT DE CHAUSSÉE

Les tabliers des ponts subissent a des vibrations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, le retrait, le fluage, et des déformations d'exploitation, il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.4.1.Dimensionnement

Selon le RPOA on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W=W_D+0.4W_T+W_S/3$$

W : Souffle total de joint

W_D : Souffle total des déformations différées (retrait +fluage)

W_T : Souffle thermique

W_S : Souffle sismique

- W_T et W_D sont calculés dans (VII.2.3.1), W_T =1.4 cm, W_D =3.15cm
- W_s a été calculé dans l'étude sismique, vaut W_s =13.13 cm
  Donc W= 3.15+0.4×1.4+13.13/3= **8.08 cm**

VIII.4.2.Type de joints

le type de joint de chaussée choisi est selon le souffle total calculé précédemment, à l'aide de catalogue de joints de chaussée **CIPEC ,**on constate que pour un souffle de **8.08cm** il faut considérer la famille de joints appelée **Wd** (souffles moyens).

Tableau VIII.3.joint de chaussée CIPEC [7]

souffle	S<50	50$S \leq 60$	60$\leq S \leq 80$	80 $\leq S \leq$ 110	110$\leq S \leq 160$	160$\leq S \leq 230$	230$\leq S \leq 250$	S>250
Wp	-	-	-	-	-	-	WP250	WP
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOsd50	WOsd75	WOsd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Le modèle pris en fonction du souffle et du bais de l'ouvrage, on a choisi le joint de type **Wd110**.

- **Particularité du joints de chassée Wd**

Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint.

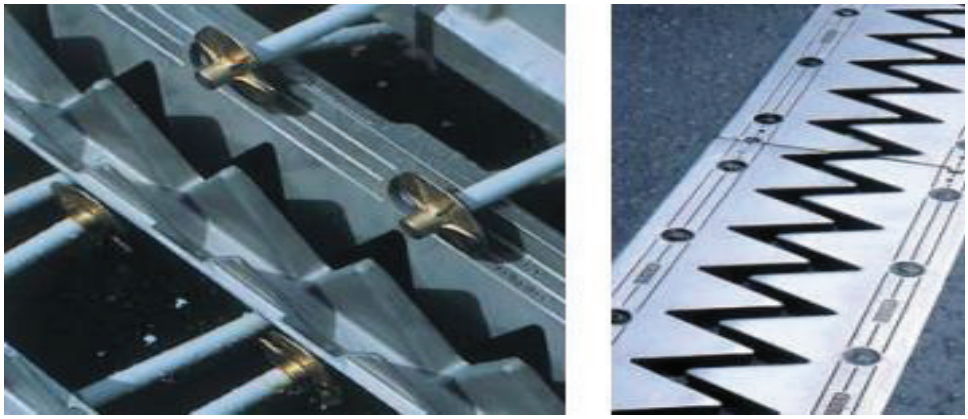


Figure VIII.6.Joints de chaussée de type Wd [7]

VIII.5.EVACUATION DES EAUX

L'évacuation des eaux est nécessaire non seulement de point de vue de durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des pont sont assurés par une pente transversale notée « divers »

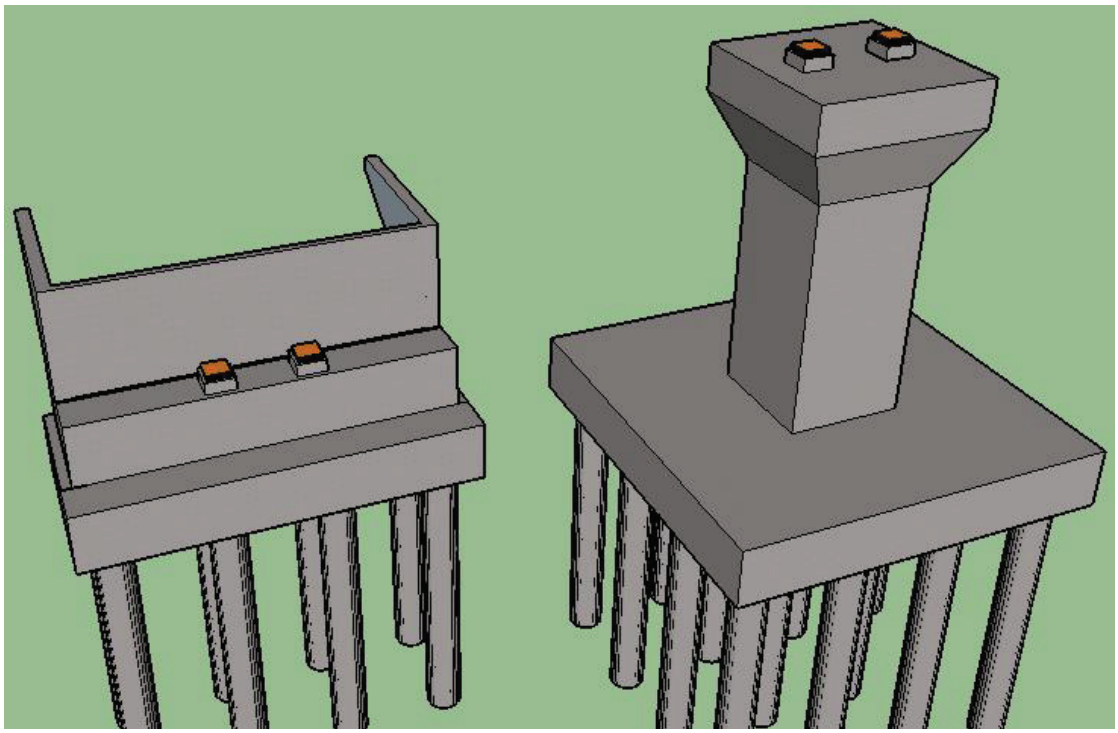
Pour notre ouvrage on prend une pente de 2.5%, les eaux sont recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles qui sont souvent des tuyaux en PVC.

VIII.6.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a étudié les différents équipements nécessaires pour notre ouvrage (appareils d'appuis, dés d'appuis, joints de chaussées, les gargouilles) afin d'assurer leurs fonctions vis-à-vis des usagers.

Chapitre IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



ENSTP 2018/2019

IX.1.INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales d'un projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble, dans ce chapitre on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2.ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui qui a pour le rôle de transmettre les efforts provenant des charges et sur charges jusqu'au sol de fondation, elles interviennent dans la résistance global de l'ouvrage la conception des piles est en fonction à plusieurs paramètre :

- Le mode de construction du tablier
- Hauteur de la brèche à franchir
- La nature de site.

IX.2.1.Conception des piles

On va opter pour le choix des pile caisson évidées sur toute la hauteur (rectangulaire creuse), qui parait plus efficace et plus économique.

Tableau IX.1.Implantation et hauteur des appuis

Pile	C1	P1	P2	C2
Hauteur (m)	2.1	11.22	12.25	2.1
Position	PK 11 480	PK 11 519	PK 11 581	PK 11 620

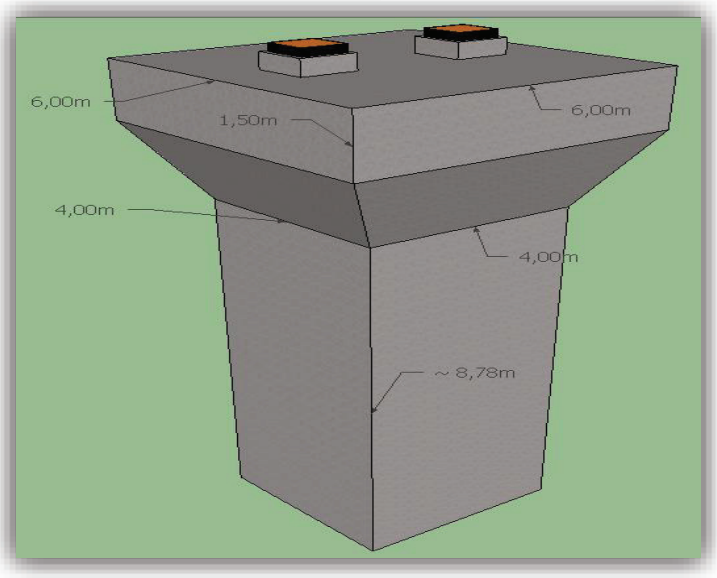


Figure IX.1.La pile P1 et P2 en 3D

IX.2.2.Evaluation de la raideur k

Les raideurs des piles et des appareils d'appuis données par ces formules :

$$K_{\text{appa App}} = \frac{G \times a \times b}{e} \; ; K_{\text{Pile}} = n\frac{3EI}{h^3} \; ; \; K_{\text{Appa App+pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appa App}}} + \frac{1}{K_{\text{Pille}}}}$$

Avec :

a,b,e : Les dimension d'élastomère .

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, **G =0.9MPa** cas statique,**G =1.2MPa** cas dynamique.

f_{cj}: La résistance caractéristique du béton, $f_{c28} =$ **27MPa** .

Tableau IX.2.Raideur statique et dynamique longitudinal et transversale

H(m)	K appareils d'appuis		K Longitudinal		K appuis	
	Ks(MN/m)	Kd(MN/m)	Ks(MN/m)	Kd(MN/m)	Ks(MN/m)	Kd(MN/m)
2.1	11.52	15.36	infinie	Infinie	11.52	15.36
11.22	11.52	15.36	433.62	1300.87	11.22	15.18
12.25	11.52	15.36	333.18	999.55	11.32	15.13
2.1	11.52	15.36	Infinie	infinie	11.52	15.36

IX.2.3.Evaluation de l'effort sismique.

L'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode de spectre de réponse, la méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément.

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre). Dans le ou le tablier est isolé de toutes les pile on doit vérifier que la masse totale des piles **Mp** doit être inférieure à 43% de la masse du tablier avec **Mt=G+αQ.**

- G : le poids propres du tablier
- Q : la charge d'exploitation
- α **:** pour les ponts routier urbain

Application numérique :

- Mp =ρ×Σ(si hi) = 25× 10.24 (7.72+7.75) + 25×82.72×2 = **8 096.32 KN**
- Mt = G +α Q = 36 416.814 + 0.2 (140× 88.44) = **38 893.134 KN**
- Mp ≤0.43 Mt =16 724.04 KN **condition vérifiée**

- **Angle de baie**

Le biais doit être supérieure a 70 grades et les raideur longitudinales et transversales total des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport au valeur calculées sans biais .

- Il s'agit d'un pont sans biais **condition vérifiée**

- **Courbure de de pont**

Il s'agit d'un pont droit sans courbure **condition vérifiée**

➢ **Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal **: $e_o = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L$**

$$X_M = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

Application numérique :

- $X_M = \frac{140}{2} = 70$ m
- $X_r = 69.9\ 746$ m donc $|69.9\ 746 - 70| = 0.0\ 254 \leq 5\% \times \frac{140}{100} = 7$ **condition vérifiée.**

IX.2.3.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.\ Sa\ (T)$$

M : est la masse effective totale de la structure avec : $M = \frac{38\ 893.134}{9.81} = 3\ 964.64$ t

Sa : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale **T**

$$Sad(T, \xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2{,}5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2{,}5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3{,}0s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3{,}0s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur
- S : coefficient de site (S2)
- T_1 ,T_2 :période caractéristique associée à la catégorie de site S_2 ($T_1 = 0.15$,$T_2 = 0.4$,$S = 1.1$).
- T : période fondamentale de l'ouvrage. vaut / $T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$.
- S : coefficient de site (S2)
- A : coefficient d'accélération de zone, définie en fonction de la zone sismique **zone III ,**et le groupe de pont **(Groupe 02) ,A=0.3 .**
- **ε** : taux d'amortissement, vaut : **ε=5%**
- η: Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)}$, $\eta = 1$.

Application numérique

- $T = 2\pi \sqrt{\frac{3\,964.64}{61\,030}} = \mathbf{1.60\ s}$, $K = \Sigma K_{di} = 61.03 MN/m$
- $T_2 < T < 3.0s$ donc $Sa = 2.5\,\eta AgS(\frac{T_2}{T}) = 2.5\times 1\times 0.3\times 9.81\times 1.1\times \frac{0.4}{1.6} = 2.02\ m/s^2$
- $F = M.\ Sa\ (T)$, $F = 3\,964.64 \times 2.02 = 8\,0085.57$ KN.

Les forces horizontales et les déplacements seront répartit sur chaque appuis au prorata des raideurs.

Avec $\mathbf{F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F}$; $\mathbf{d_{L(tablier)} = (\frac{T}{2\pi})^2 Sa}$ et $\mathbf{d_{L(Appui)} = F_{L(Appui)} / K_{(Appui)}}$.

Les résultats sont résumes dans le tableau ci-dessous

Tableau IX.3.Les forces et les déplacements longitudinale sur chaque appuis

Appuis	C1/C2	P1	P2
F_L(KN)	2017.28	1993.74	1985.08
Déplacement du tablier (cm)	13.13	13.13	13.13

IX.2.3.2.Evaluation des efforts sismique transversal

Selon la caractéristique particulière du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle a tablier rigide
- Le modèle a tablier flexible

$\frac{L}{B} = \frac{140}{12.5} = 11.2 > 5$ Donc on va utiliser un modèle à tablier flexible.

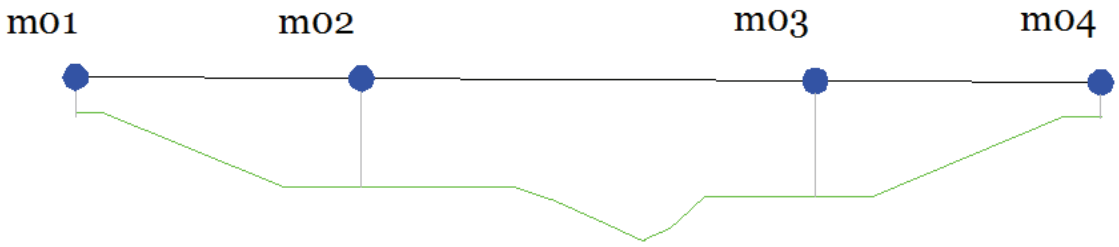


Figure IX.2.Descretisation des masses pour un séisme transversale

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$\mathbf{0.90 < T_i / T_{i+1} \leq 1.10}$$

m_i : est la masse concentrée au i-éme point nodal

La masse totale du tablier est discrétisées comme suit :

$$m_i = Gi + 0.2\ Q_i$$

$m_1 = m_4 = 5\ 064.009 + 0.2\ 88.44 \times (39/2) =$ **5 408.925 KN**

$m_2 = m_3 = 13\ 144.656 + 0.2\ (88.44 \times (39/2+62/2) =$ **14 037.9 KN**

Tableaux IX.4.Distribution des forces et des déplacements transversaux

Appuis	K(MN/m)	M(Kg)	T (s)	Sa(m/s²)	Fi(KN)	Déplacement (cm)
C1/C2	15.36	540 892.50	1.1 785	2.7 470	1 485.85	9.67
P1	15.18	1 403 790	1.2 441	2.6 022	1 550.22	10.21
P2	15.13	1 403 790	1.2 461	2,5979	1 547.63	10.23

$0.90 < 0.9984 \leq 1.10$ **condition vérifiée**.

IX.2.3.3.Evaluation des efforts sismique verticale

Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'ELU. Donc on ne tiendra pas en compte les efforts dans le tablier dus au séisme vertical.

IX.2.4.Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Les combinaisons des force sismique orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

- $E_{xx} = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
- $E_{yy} = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$
- $E_{zz} = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$

- Effort sismique au niveau de pile (**P2**)

Exx (longitudinale) = **2 449.37 KN**

Eyy (transversale) = **2 143.15 KN**

La combinaison à L'ELA est écrite sous la forme suivante **G + ΨQ + E** .

- **Q** : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre ouvrage : Q = A(L).
- **Ψ** : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

IX.2.5.Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est considérée comme une console encastrée à la base, elle est sollicitée par un système de forces horizontales, verticales et des moments.

Tableau IX.5.Evalution des efforts sur la pile (P2).

Sollicitation	Verticale (KN)	Horizontale (KN)	Moment (KN.m)
G max pile	4 568.67	-	-
G max tablier	14 738.97	-	-
A(L) 3 voies	3 109.07	-	-
D240	1 939.47	-	-
Bc 3 voies	1 711.16	-	-
Bt 3 voies	793.16	-	-
Mc120	1133.89	-	-
Surcharge du trottoir	155.62	-	-
Freinage A(l) 3 voies	-	63.49	904.73
Freinage Bc 3 voies	-	71.64	1020.87
H_T	-	71.42	1017.74
H_{flv} (Ret + flu)	-	157.82	2248.94
Séisme longitudinal	-	2 449.37	34 903.52
Séisme transversal	-	2 143.15	30 539.89

IX.2.6.Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximal à l'ELU, l'ELS, l'ELA.

Tableaux IX.6.Les sollicitations maximal a l'ELU, l'ELS et l'ELA.

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	$G + 1,2 (Bc + St) + 0,6H_T + H_{flv}$	21 547.78	286.64	4 084.62
ELU	$1,35G + 1,6 (Bc + St) + 0,9 H_T + H_{flv}$	**29 052.16**	336.72	4 798.26
ELA longitudinal	$G + Ex + 0,2 (Bc + St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	19 681	2 650.09	**37 763.78**
ELA transversal	$G + Ey + 0,2 (Bc + St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	19 681	2 343.87	**33 400.15**

IX.2.7.Ferraillage de la pile

IX.2.7.1.Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement

La vérification du flambement est satisfaire si :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70 \quad \textbf{Avec}$$

- λ **:** l'élancement géométrique de la pile.
- L_f **:** la longueur de flambement de la pile la pile la plus haute $L_f = 2l_0 =$ **24.5 m**
- **i** : rayon de giration de la section de la pile la plus haute $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{s}} = \sqrt{\frac{18.57}{10.24}} =$ **1.347 m**

$\lambda_x = \lambda_y = 18.19 \leq 70$ donc pas de risque de flambement autour de l'axe x-x et y-y.

IX.2.7.2.Ferraillage en phase de réalisation

Comme déjà vu dans le chapitre IV la valeur maximale du moment fléchissant et son effort normal correspondant pour le cas accidentelle sont les suivants :

N=13 193.15 KN ; M_y = 55 689.72 KN.m

La condition d'orientation doit être toujours satisfaite

$$\frac{t_x}{h} \leq \frac{t_y}{b} = 0.2 = 0.2$$

- **t_x, t_y** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
- **h, b** : sont les grandes dimensions de la section

Application numérique :

- $m_x = 0$ (phase de réalisation)
- $m_y = \frac{M_y}{b\, h^2 f_{c28}} = \frac{55\ 689.72}{4 \times 4^2 \times 27 \times 10^3} = \mathbf{0.0322}$

On doit calculer l'effort normal relatif au dimensionnement, pour qu'on puisse utiliser les abaques de **WALTHER (** Figure VIII.4**).**

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω .**

Quant $\eta = \infty$

- $n = \frac{N}{b\ h\ f_{c28}} = \frac{13\ 193.15}{4 \times 4 \times 27 \times 10^3} = \mathbf{0.030}$

Le degré mécanique d'armature totale **ω = 0.12**

Avec :

- **η** : rapport des moments relatifs (sans dimension).
- **$\eta = m_y/m_x$**.

m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

- $F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.12 \times 4 \times 4 \times 27}{500} = 1\ 036.8$ cm²
- As(coté b) = 0.25 F_a = 259,2 cm² on prend **54HA25**
- As(coté h) = 0.25 F_a = 259,2 cm² on prend **54HA25**

IX.2.7.3.Ferraillage en phase de service

La base de la pile soumise à une flexion oblique, deux moment **Mx** et **My** avec un effort normal **N.**

N=29 052.16 KN , My = 37 763.78 KN.m , Mx = 33 400.15 KN.m

Application numérique:

- $m_x = \frac{M_x}{b\, h^2 f_{c28}} = \frac{33\ 400.15}{4 \times 4^2 \times 27 \times 10^3} = 0.019$
- $m_y = \frac{M_y}{h\, b^2 f_{c28}} = \frac{37\ 763.78}{4 \times 4^2 \times 27 \times 10^3} = 0.022$ donc $\eta = 1.15$

- $n = \frac{N}{h\, b\, f_{c28}} = \frac{29\,052.16}{4\times4\times27\times10^3} = 0.067$

➢ **<u>Direction longitudinale</u>** : $\eta = \infty$ et $\omega = 0.12$

<u>Application numérique :</u>

- $F_a = \frac{\omega\times b\times h\times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.12\times4\times4\times27}{500} = 1036.8\text{cm}^2$
- As (coté b) = $0.25F_a$= 259.2 cm² on prend **54HA25**
- As (coté h) = $0.25F_a$=259.2 cm² on prend **54HA25**

➢ **<u>Direction transversale</u>** : $\eta = 0$ et $\omega = 0.12$

<u>Application numérique :</u>

- $F_a = \frac{\omega\times b\times h\times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.12\times4\times4\times27}{500} = 1036.8\text{cm}^2$
- As (coté b) = As (coté h) = $0.25F_a$= 259.2 cm² on prend **54HA25**

La section de ferraillage doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charge (service et construction), Dans notre cas elles sont identiques donc on prend : **54HA25** suivant **h** et **b**.

<u>Condition de non fragilité :</u>

$\mathbf{A_{s,min} \geq 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}}$ Donc $\mathbf{A_{s,min}}$=172.8 ≥ 163.392 cm². **Condition vérifiée**

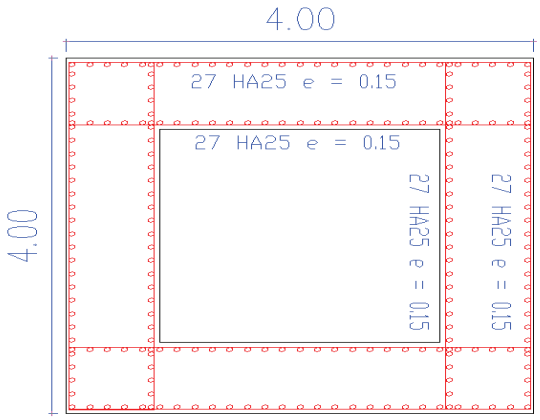


Figure IX.3.Ferraillage de la base de la pile

IX.2.7.4.Ferraillage transversale

Les barres transversales assurent le maintien d'une barre longitudinale de section $\mathbf{A_L}$.

$$A_t = \frac{A_L.f_{eL}}{16.f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

S_t : l'espacement des armatures transversales S_t= min (**24ϕ_t, 8ϕ_l, 0.25d) =20 cm**

A_t (coté b) = A_t (coté h) =A_t = 33.13 cm² on prend **17HA16.**

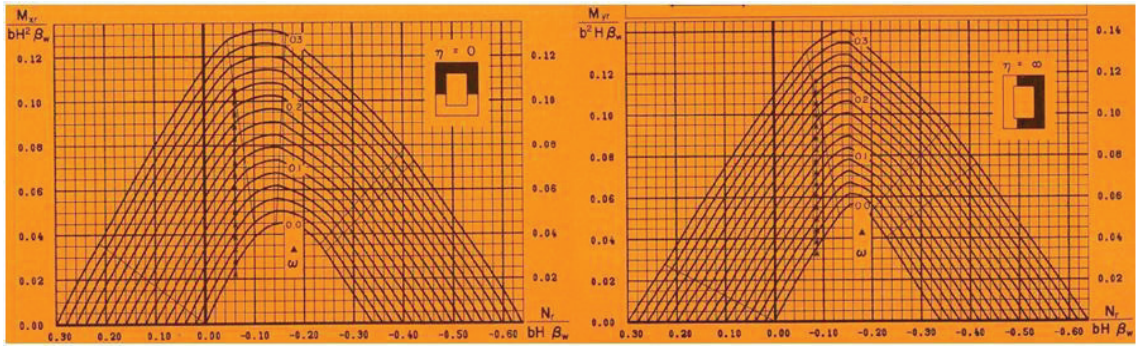


Figure IX.4.Abaque de WALTHER [6]

IX.2.8.Etude de la fondation sous pile

Selon le rapport géotechnique fourni par EURL SOIL TECH ENGINEERIN préconise un mode de fondation profond pour les appuis de notre ouvrage.
Des pieux de 10.5m de profondeur et de 1.2 m de diamètre.

IX.2.8.1.Nombre de pieux

Le nombre de pieux est lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont travailler essentiellement à la pointe et au frottement latéral

L'entraxe entre pieux est pris égale à 3ϕ pour éviter toute influence que ça soit en termes mécanique ou d'exécution.
Puisque la descente de charge est importante, on a opté pour 3 rangés de 3 pieux.

IX.2.8.2.Dimensions de la semelle

- ✓ **La largeur :**

  $B = (N-1) \times L + 2\phi$ ➔ **B=9.6 m**

  N : étant le nombre de rangés des pieux

  L : entraxe entre deux files (L=3ϕ)

  ϕ: diamètre des pieux (1.2 m)

- ✓ **La longueur :**

$L_s = (N-1) \times L + 2\phi$ ➔ **L_s = 9.6 m**

- ✓ **La hauteur**

  $H_t \geq \frac{L}{2.5}$ ➔ **$H_t \geq 1.44$ m** on prend **H_t = 1.5 m**

Les efforts transmis dans aux pieux par la semelle induisent des forces axiales et plus souvent des moments, pour que ces moments soient transmis il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle, ceci s'obtient aisément avec des pieux forés.

IX.2.8.3.Ferraillage de la semelle

On utilisera les sollicitations en phase de réalisation et de service en plus de son poids propre et le remblai sur semelle :

- Poids propre de la semelle : $P_{semelle} = 9.6 \times 9.6 \times 1.5 \times 25 = 3456$ KN
- Poids du remblai : $P_{remblai} = (9.6 \times 9.6 - 4 \times 4) \times 0.5 \times 20 = 761.6$ KN

Tableaux IX.7.Evaluation des efforts pour chaque cas.

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	25 765.38	286.64	4 084.62
ELU	34 745.92	336.72	4 798.26
ELA	23 898.6	2 650.1	37 763.78

✓ **Détermination du nombre de pieux**

$$\mathbf{n = \frac{effort\ normal\ maximal}{capacité\ portante\ d'un\ pieu} = \frac{34\ 745.92}{11350} = 3.06}$$

➢ on prend 9 pieux donc notre hypothèse est vérifiée.

✓ **Effort revenant à chaque pieu**

On admet les hypothèses suivantes :

- Déformation pieux semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Les pieux représentent une symétrie par rapport au deux axes principaux de la semelle (XOY), l'effort revenant à chaque pieux est obtenu par la formule suivante :

$$\mathbf{N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}}$$

Où X,Y sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.
Pour les valeurs des Q_{adm} sous pile dans chaque cas (voir l'**Annexe**).

✓ **Conditions normales**

- **L'ELS**

$$\begin{cases} N_1 = \frac{25\ 765.38}{9} + \frac{4084.62 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 2988.89 \text{ KN} < 8370\ KN \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_2 = \frac{25\ 765.38}{9} - \frac{4084.62 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 2736.75 \text{ KN} > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

- **L'ELU**

$$\begin{cases} N_3 = \frac{34\ 745.92}{9} + \frac{4\ 798.26 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 4008.75 \text{ KN} < 11350\ KN \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_4 = \frac{34\ 745.92}{9} - \frac{4\ 798.26 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 3712.56 \text{ KN} > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

✓ **Conditions sismiques**

$$\begin{cases} N_5 = \frac{23\ 898.6}{9} + \frac{37\ 763.78 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 3820.95 \text{ KN} < 13240\ KN \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_6 = \frac{22\ 257}{9} - \frac{37\ 763.78 \text{ x } 3.6}{9 \text{ x } 3.6^2} = 1489.85 \text{ KN} > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

✓ **Armature transversales inférieures**

La valeur du moment est donnée par la formule suivante :

$M = (\frac{L}{2} - 0.35b)\ R_{max} = (\frac{3.6}{2} - 0.35(1.6)) \text{ x } R_{max} = 1.24\ R_{max}$ KN.m

- $R_{max}=N_{max}$
- $L = 3\phi = 3.6$ m

- b = 2 x 0.8 = 1.6 m

- **cas normal**

$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3} f_e = 33333.33$ t / m²

$A_N = \frac{1.24\ Rmax}{\overline{\sigma_a}\ x\ d} = \frac{3706.22}{33333.33\ x\ (1.5-0.1)}$ x 10^3 = 79.42 cm²

- **cas sismique**

$\overline{\sigma_a} = f_e = 50000$ t / m²

$A_S = \frac{1.24\ Rmax}{\overline{\sigma_a}\ x\ d} = \frac{4737.98}{50000\ x\ (1.5-0.1)}$ x 10^3 = 67.68 cm²

On remarque que le cas le plus défavorable c'est le cas statique, la section considérée alors est A_S = 79.42 cm², On prend : **17HA25** (A_S= 83.45 cm²).

➢ **L'espacement :** $S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n-1}$

Avec

- n : Nombre de barres = 17 barres
- d : Enrobage = 5 cm
- ϕ : Diamètre d'un pieu = 1.2 m

$S_t = \frac{1.2+1.5-0.1}{17-1}$ = 16.25 cm, soit **S_t = 16 cm**.

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi_{pieu} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

✓ **Armatures de répartition**

Entre les bandes de 2.7 m on adopte le même ferraillage et le même espacement.

✓ **Armatures longitudinales inferieures dans la semelle**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre semelle et pieux tel que :

$A_{li} = \frac{A_S}{3} = \frac{79.42}{3}$ = 26.47 cm²

Soit : **9HA20/ml** (A_{1i}= 28.27 cm²), S_t = 12 cm

- **Armatures de construction**

a) Armatures transversales supérieures

$A_{Ts} = \frac{A_S}{10} = \frac{79.42}{10}$ = 7.942 cm² Soit : **7HA14/ml** (A_{ts} = 10.78 cm²), **S_t = 16 cm**

b) Armature longitudinales supérieures

$A_{ls} = \frac{A_S}{3} = \frac{79.42}{3}$ = 26.47 cm²

Soit : **9HA20/ml** (A_{1i}= 28.27 cm²), S_t = 12 cm

c) Armatures latérales

$A_L = \frac{A_S}{10} = \frac{79.42}{10}$ = 7.942 cm² Soit : **7HA14/ml** (A_{ts} = 10.78 cm²), **S_t = 16 cm**

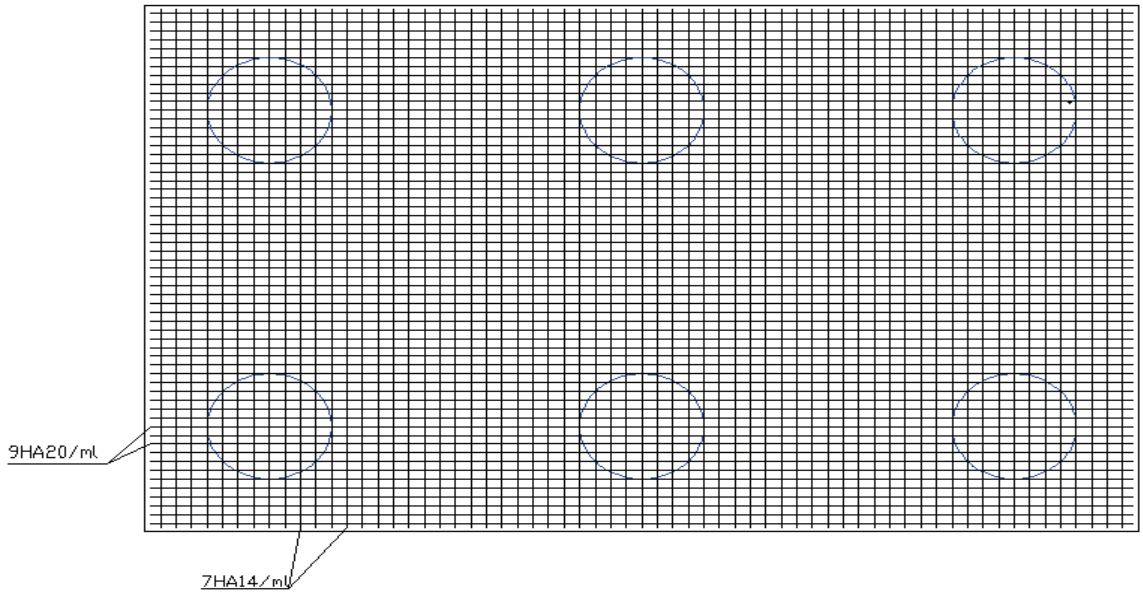


Figure IX.6.Ferraillage de la semelle (nappe inférieure)

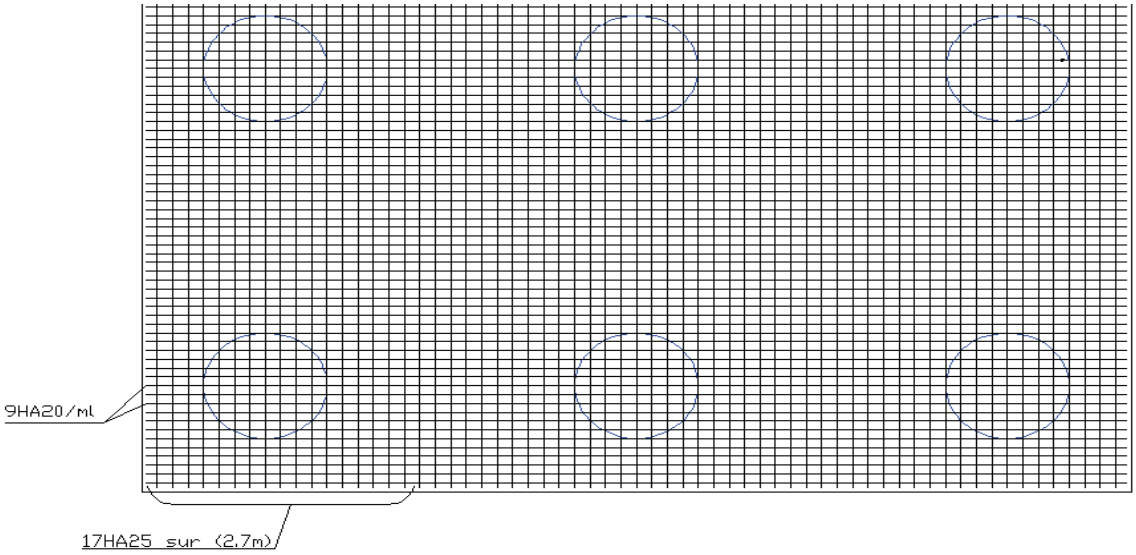


Figure IX.6.Ferraillage de la semelle (nappe inférieure)

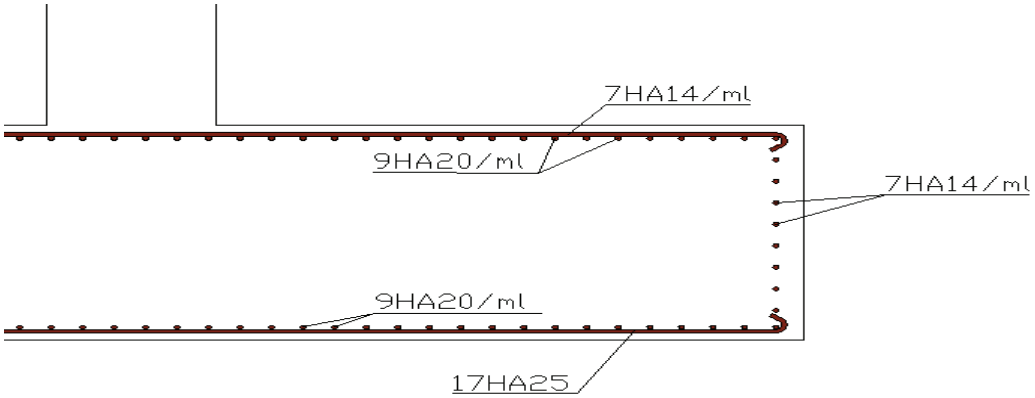
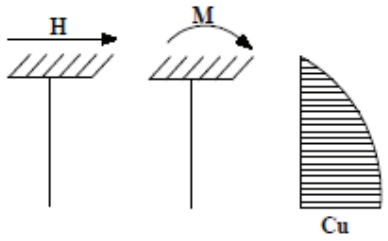


Figure IX.7.Ferraillage de la semelle (vue en élévation)

✓ **Etude et ferraillage des pieux**

Quand la portance du en surface est faible, on doit descendre jusqu'à une profondeur ou le sol présente de bonne caractéristiques par le biais des pieux, ces derniers sont disposés symétriquement afin d'éviter le tassement différentiel et centré sous l'effort pour assurer la diffusion directe des charges. Leurs vérification au flambement n'est pas nécessaire car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.



✓ **Actions sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement sous l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec

- b : diamètre des pieux
- C_u : module de réaction du sol
- y : déplacement en tête des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : Longueur élastique du pieu

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}}$$

Avec

- d : ϕ_{pieu} = 120 cm
- on estime C_u = 35 MN/m³
- E : module d'élasticité du béton = $11000\sqrt[3]{27}$ = 33000 MPa
- I : moment d'inertie d'un pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14(1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2x35}{4x33000x0.1017}} = 0.237 \text{ m}^{-1}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.
Donc : λL = 0.237x10.5 = 2.489

✓ **Effort tranchant en tête du pieu**

- **Cas normal**

  H = 286.64 KN (effort horizontal) $P = \frac{H}{6} = \frac{286.64}{6} = 47.77$ KN / pieu.

- **Cas sismique**

  H = 2650.1 t $P = \frac{H}{6} = \frac{2650.1}{6} = 441.68$ KN / pieu.

✓ **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER nous permet de calculer la valeur du moment fléchissant au quel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Les pieux sont encastrés à la semelle donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle ; $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ sont données par les abaques de WARNER en fonction de λL.

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec

- $\bar{M}$: Moment en tête de pieu
- λ : coefficient d'amortissement $= \frac{1}{\alpha}$

✓ **Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$**

On a : $2 < \lambda L = 2.489 < 3$

$\begin{cases} \lambda L = 2 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.35 \, , \chi_{\theta M} = 1.69 \\ \lambda L = 3 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 \, , \chi_{\theta M} = 1.48 \end{cases}$

Par interpolation on aura :

$\chi_{\theta P} = 1.257 \, , \chi_{\theta M} = 1.587$

On aura les sollicitations suivantes :

- **Cas normal**

P = 47.77 KN ➔ M = -15.2 KN.m

- **Cas sismique**

P = 441.68 KN ➔ M = -140.55 KN.m

✓ **Ferraillage des pieux**

Les pieux travaillent en flexion composée, leurs ferraillages se feront à l'aide du logiciel Robot expert.

- **Sollicitations**

$\begin{cases} N_{correspondant} = 3820.95 \text{ KN} \\ M_{max} = -140.55 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul du ferraillage**

À l'aide du logiciel Robot expert on trouve $A_s = 113.1$ cm²
On prend **24HA25** ($A_s = 117.81$ cm²)

- **L'espacement**

$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2x3.14x60}{12} = 15.7$ cm

- **Armatures transversales**

$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33$ cm

On prendra des cercles de **HA12** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.



Figure IX.8.Ferraillage du pieu en 2D

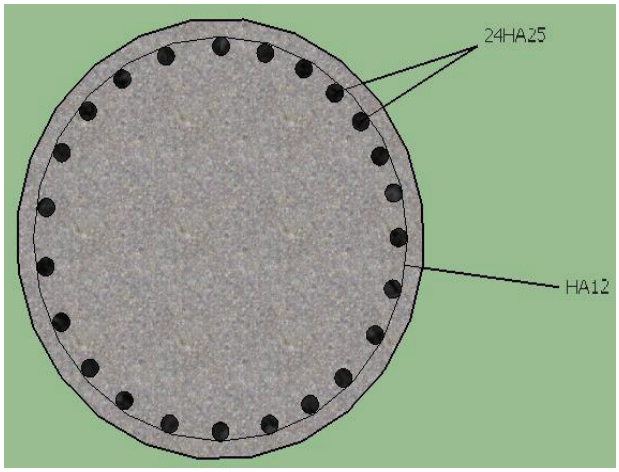


Figure IX.9.Ferraillage du pieu en 2D

IX.3.ETUDE DE LA CULEE

Construite au deux bords de l'ouvrage, elle est considérée comme un élément fondamental de l'infrastructure étant l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont el le milieu environnant. Elle joue le rôle d'appui et de mur de soutènement contre les remblais et ses surcharges.

IX.3.1.Choix de type de culée

On distingue 3 types :

- Culées enterrées : noyées dans les remblais d'accès à l'ouvrage ;
- Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé
- Culées creuses : sous forme d'une boite renversée.

Vu les données naturelle de notre site on opte pour une culée remblayée.

IX.3.2.Pré-dimensionnement de la culée

Tableaux IX.8.dimensions des différents éléments de la culée

Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa} = largeur du pont = 12.5 $e_{sa} = 0.2 + l_{dé\ d'appui}/2+0.45+0.5 = 1.65$
Mur cache	Protection des appareils d'appuis	$e_{mc} = 0.25$,$h_{mc} = h_{mgg} = 3.62$, $l_{mc} = e_{sa} = 1.65$
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf} = 2.1$,$e_{mf} = e_{sa} = 1.65$ $l_{mf} = l_{tablier} = 12.5$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.45$,$h_{mr} = 5.68$ $l_{mr} = 6$
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition sous forme d'un trapèze	$H_{ca} = 0.9$, $h_{ca} = 0.4$, $e_{ca} = 0.5$
Dalle de transition	Transmission d'un milieu semi-rigide à un milieu rigide	$l_{dt} = \min [6\ m ; \max (3\ m ; 6h_{remblai})] = 4$ $e_{dt} = 0.3$
La semelle	Supporter le poids propre de la culée et la charge venant du tablier	$e_s = 2$, $L_s = 13.2$ $l_s = 6$

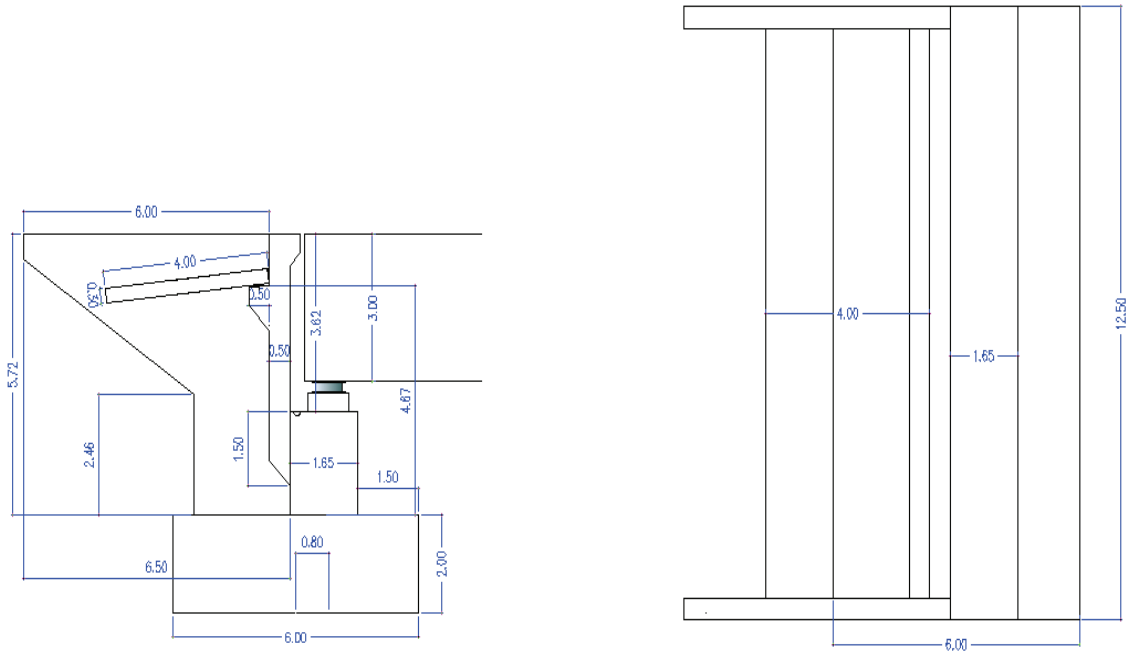


Figure IX.10.Dimensions de la culée

IX.3.3.Vérification de la stabilité de la culée

La vérification de la culée se fera à vide et en service dans les conditions normales et sismiques.

IX.3.3.1.Evaluation des efforts dû aux poussées

Les efforts agissant sur la culée sont les suivants :

- Efforts horizontaux et verticaux dû aux poids propre de la culée ;
- La charge descendante du tablier ;
- Poids des terres ;
- Effet du séisme et du freinage ;
- Poussée des terres.

- **Calcul du coefficient de poussée K_{ad}**

On calcul d'abord le coefficient de poussée K_{ad}

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

- $\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
- $\beta = 0°$: angle que fait le talus avec l'horizontale ;
- θ : angle entre la direction du séisme et la verticale.

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$$

- $K_H = A$: Accélération du séisme dans le sens horizontal

- $K_V = 0.3K_H$: Accélération du séisme dans le sens vertical

Tableaux IX.9.Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Conditions		Notation	K_H	K_V	θ (°)	K_{ad}
Conditions normales		CN	0	0	0°	0.33
Conditions sismiques	Horizontal 1+Kv	CS1	0.3	0.09	15.39	0,543
	Horizontal 1-Kv	CS2	0.3	-0.09	18.25	0,603
	Vertical	CS3	0	0.9	0	0,596

- **Calcul des poussées dues aux terres**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L vaut :

$\mathbf{F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma\,(1 \pm K_v)\,H^2\,L\,K_{ad}}$ Avec γ : poids volumique des terres $\gamma_r = 20$ KN/m^3

IX.3.3.2. Etude statique de la culée

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant (détail de calcul voir l'**Annexe**)

Tableaux IX.10.Evaluation des efforts à l'ELS

Combinaison	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)
G	12780,99	2741,07	-7755,43	4555,49	-3199,94	1819,84	1375,41
G+1.2Q	13177,71	3006,22	-9044,02	4555,49	-4488,53	1958,92	1335,51
G+1.2(Al+S_t)	14692,12	2818,37	-8072,33	3058,63	-5013,70	2184,69	1488,34
G+1.2(B_c+S_t)	14091,77	2828,28	-8112,96	3538,91	-4574,06	2079,11	1443,83
G+Mc120	13809,58	2741,07	-7755,43	3732,62	-4022,81	2005,56	1446,84
G+D240	14525,45	2741,07	-7755,43	3159,92	-4595,51	2134,81	1496,55

Ou R1 et R2 sont les efforts normaux dans les files de pieux avant et arrière respectivement.

Tableaux IX.11.Evaluation des efforts à l'ELU

Combinaison	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)
1.35G	17700,64	3587,96	-10008,61	6149,91	-3858,70	2480,55	1944,61
1.35G+1.6Q	17700,64	3941,48	-11726,73	6149,91	-5576,82	2599,86	1825,30

1.35G+1.6(Al+S_t)	20248,82	3691,01	-10431,14	4154,09	-6277,04	2967,01	2095,20
1.35G+1.6(B_c+S_t)	19448,35	3704,23	-10485,32	4794,47	-5690,86	2826,24	2035,85
1.35(G+Mc120)	19089,24	3587,96	-10008,61	5327,04	-4681,57	2711,26	2061,05
1.35(G+D240)	20055,66	3587,96	-10008,61	4754,34	-5254,27	2871,84	2142,08

Les valeurs de R1 et R2 sont comparées avec les portances totales pour les combinaisons, rare pour l'ELS et fondamentale pour l'ELU

$$\begin{cases} N_{max\ ELS} = 218.47 < 1135\ t \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_{min\ ELS} = 144.38 > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{max\ ELU} = 296.70 < 1135\ t \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_{min\ ELU} = 203.59 > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

IX.3.3.3. Etude sismique de la culée

Les efforts verticaux et horizontaux permanents de l'étude statique seront multipliés par les coefficients Kv et Kh respectivement pour avoir leurs effets sismiques

Une poussée dynamique ou le K_0 est remplacé par (1+Kv) et (1-Kv)

Pour Le détail de calcul voir l'annexe

- **Évaluation des charges sismiques permanentes**

Tableaux IX.12.Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée

Efforts	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Total	871,50	2905,01	633,02	9187,42

- **Évaluation des charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres**

Tableaux IX.13.Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique

Efforts	N2 (kN)	V2 (kN)	Mh (Kn.m)
Pad Max	0,000	3755,691	-9664,645
Pad Min	0,000	4168,992	-10728,206

Par sommation on aura les valeurs suivantes :

Tableaux IX.14.Sommation des efforts sismique de la culée

Désignation	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (KN.m)
CAS 1	0,000	6660,70	-477,23
CAS 2	0,000	7074,00	-1540,79
CAS 3	871,50	0,000	633,02

- **Evaluation des charges sismiques due au tablier**

Les composantes du séisme sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableaux IX.15.Effort sismique du tablier agissant sur la culée

Efforts	Nt (KN)	Vt (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Seisme Tablier	2463,035	1050,939	-840,751	10098,444

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée se fera à la racine des carrés de leurs valeurs.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableaux IX.16.Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée

Désignation	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,000	6743,101	10109,713
CAS 2	0,000	7151,641	10215,311
CAS 3	2612,673	0,000	1052,416

- **Combinaison d'actions**

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinées avec la somme des efforts permanents de la culée et les deux valeurs extrêmes du tablier de l'étude statique.

Tableaux IX.17.Somme des efforts permanents de la culée avec les extrêmes du tablier (statique)

Désignation	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Total max	13460,478	2944,305	18809,410
Total min	13317,304	2942,653	18793,303

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux IX.18.Evaluation des efforts à l'ELA

Désignation	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)
P_{max} - H + 0,3V	14244,28	-10095,9	9015,42	1154,46	2406,61
P_{min} - H - 0,3V	12533,5	-9685,75	8262,27	992,92	2140,46
P_{max} + V - 0,3H	16073,15	-5089,8	16828,91	840,47	3177,82
P_{min} - V - 0,3H	10704,63	-4965,58	14676,29	318,89	2357,27

Où :

- P_{max} : Effort statique maximal
- P_{min} : Effort statique minimal
- H : Effort sismique horizontal
- V : Effort sismique vertical

Les valeurs de R1 et R2 sont comparées avec la portance totale accidentelle

$$\begin{cases} N_{max\ ELA} = 317.782\ t < 1252\ t \quad (condition\ de\ poinçonnement\ verifiée) \\ N_{min\ ELA} = 31.889\ t > 0 \quad (condition\ de\ non\ soulèvement\ vérifiée) \end{cases}$$

IX.3.4.Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.4.1.Ferraillage du mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

Moments des poussées des terres :

$$\mathbf{M_P = \frac{P\ x\ H}{3}} \quad \text{avec } P = \frac{1}{2} K_{ah}\ \gamma\ H^2\ L$$

- H : hauteur des remblais, H = 3.62 m ;
- K_{ah} : coefficient de poussée des terres, K_{ah} = 0.33 ;
- L : longueur des remblais.

$M_{P\text{-}ELS}$ = 52,18 KN.ml

$M_{P\text{-}ELU}$ = 70,45 KN.ml

Moment dû à la force de freinage $M_{f\text{-}Bc}$:

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_P = \frac{2\mu\ x\ P\ x\ h}{0.25+2h}}$$

- μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à ELU et 1.2 à ELS
- **P = 60 KN**

$M_{P\text{-}ELS}$ = 69.60 KN/ml

$M_{P\text{-}ELU}$ =92.80 KN/ml

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

$$\mathbf{M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)}\ dx}, \quad \text{avec : } K = K_{ah}\ x\ b_c\ x\ \delta\ x\ \gamma$$

- γ : coefficient de pondération γ = 1.6 à ELU et 1.2 à ELS ;
- b_c : coefficient de pondération du système Bc ;
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
- h : hauteur de mur garde grève.

$M_{P\text{-}ELS}$ = 40,28 KN/ml

$M_{P\text{-}ELU}$ = 53,70 KN/ml

❖ **Combinaison d'action sur le MGG**

M_{ELS} = 162,05 KN/ml

M_{ELU} = 216,94 KN/ml

❖ **Ferraillage du MGG**

Le mur garde grève travaille à la flexion simple et il est ferraillé à l'ELS (fissuration préjudiciable)

Section d'acier : avec robot expert A_s =18.6 cm², On prend 7HA20/ml (A_s = 21.99 cm²).

Armatures de repartition : HA14, St = 15 cm

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$; Soit : 7HA12/ml

IX.3.4.2.Ferraillage de la dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{remblais} = 20 \times 0.9$ m ➔ $G_{remblais} = 18$ KN/m²
- Poids propre de la dalle : $G_{p.dalle} = 25 \times 0.3$ ➔ $G_{p.dalle} = 7.5$ KN/m²
- Revêtement : $G_{revetement} = 24 \times 0.08$ ➔ $G_{revetement} = 1.92$ KN/m²
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10 KN/m²

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableaux IX.19.Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35 G + 1.6 Q	106.03	106.0.3
ELS	G + 1.2 Q	78.84	78.84

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition travaille en flexion simple et elle est ferraillée à l'ELS (fissuration préjudiciable).

Section d'acier : avec robot expert A_s = 17.3cm², On prend **9HA16/ml** (A_s = 18.1 cm²).

Armatures de repartition : $A'_s = A_s/4$ Soit : **7HA12/ml**

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$; Soit : **9HA12/ml**

IX.3.4.3.Ferraillage du corbeau

Le corbeau est un appui pour la de transition il est soumis à la réaction de cette dernière.

Réaction des surcharges $R_S = ql/2$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition = 4 m

q : surcharges sur remblai = 10 KN/ml

R_S = 20 KN/ml

Réaction due au poids des charges permanentes $R_{cp} = ql/2$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition = 4 m

q : charges permanentes = 27.42 KN/ml

R_{cp} = 54.84 KN/ml

Combinaisons de charges

A l'ELS $R_{SER} = R_{cp} + 1.2\ R_S = 78.84$ KN/ml

A l'ELU $R_{ELU} = 1.35\ R_{cp} + 1.6\ R_S = 106.03$ KN/ml

Le corbeau d'appui travaille en compression simple et il est ferraillé à l'ELS (fissuration préjudiciable).

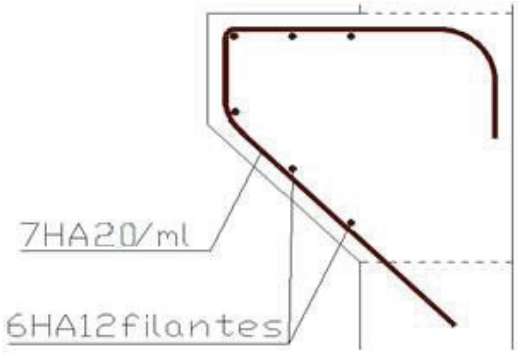


Figure IX.11. Ferraillage du corbeau

Section d'acier : avec robot expert $A_s = 12$ cm², On prend **7HA20/ml** ($A_s = 21.99$ cm²).

Armatures de répartition : $A'_s = A_s/4$ Soit : **6HA12/ml**

IX.3.4.4.Ferraillage du mur frontal

Le mur frontal étant un élément encastré à sa base travaillant à la flexion composée et il est sollicité par :

- Charges permanentes (poids propre de la superstructure et la poussée des terres) ;
- Les surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

❖ **Combinaison d'actions**

La combinaison la plus défavorable est comme suit : (détail de calcul voir l'**Annexe**).

Tableaux IX.20.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	Combinaison	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELS max	G + 1.2 A(l) 3 v	7101,092	1444,758	2237,720
ELU max	1.35 G + 1.6 A(l) 3v	9501,213	1910,707	2933,464

❖ **Ferraillage du mur frontal**

Section d'acier : avec robot expert **A_s = 16.5 cm², On prend 7HA20/ml pour chaque coté (A_s = 21.99 cm²).**

Armatures de répartition : $A'_s = A_s/4$ Soit : **10HA12/ml**

IX.3.4.5.Ferraillage des murs en retour

Le calcul des sollicitations se fait par la modélisation du mur en retour à l'aide de l'outil informatique, (détail de la cartographie des deux moments voir l'**Annexe**).

- **Sens horizontal**

Section d'acier : avec robot expert A_s = 47.9 cm², On prend 10HA25/ml (A_s = 49.09 cm²).

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$; Soit : 10HA16/ml

- **Sens vertical**

Section d'acier : avec robot expert A_s = 33.1 cm², On prend 11HA20/ml (A_s = 34.56 cm²).

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$; Soit : 11HA12/ml

IX.3.6.Ferraillage de la semelle et des pieux

Pour les valeurs des Q_{adm} sous culée dans chaque cas (voir l'**Annexe**).

❖ **Caractéristiques de la semelle**

- Longueur L = 13.2 m
- Largeur B = 6 m
- Epaisseur E = 2 m

Tableaux IX.21.Efforts globaux sur la semelle.

Désignation	Cas	N (KN)	H (KN)	ΔM (KN.m)
Total	Max ELS	14692.1	2818.4	-5013.7
	Max ELU	20248.8	3691	-6277
	Max ELA	16073.2	-5089.8	16828.9

Un moment négatif veut dire que c'est un moment renversent donc les pieux avant seront les plus sollicités en effort normal et inversement.

- **Cas normal**

$$\begin{cases} N_{max} = 14692.1\ KN \\ M_{max} = -5013.7\ KN.m \end{cases}$$

- **Cas sismique**

$$\begin{cases} N_{max} = 16073.2\ KN \\ M_{max} = 16828.9\ KN.m \end{cases}$$

❖ **Détermination du nombre de pieux**

Selon le rapport géotechnique fourni par EURL SOIL TECH ENGINEERING préconise un mode de fondation profond pour les appuis de notre ouvrage.

Des pieux de 5 m de profondeur et de 1.2 m de diamètre. (Voir l'**Annexe**).

Il est déterminé par la formule suivante

$$\mathbf{n = \frac{effort\ normal\ maximal}{capacité\ portante\ d'un\ pieu\ à\ la\ pointe} = \frac{20248.8}{10730} = 1.89}$$

- On prend 8 pieux (2x4)

❖ **Effort revenant à chaque pieu**

L'effort normal dans chaque pieu est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}}$$

Où X,Y sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.
Les efforts normaux dans les pieux sont calculés auparavant.

✓ **Conditions normales**

$$\begin{cases} N_{max\ ELS} = 218.47 < 1135\ t & \text{(condition de poinçonnement verifiée)} \\ N_{min\ ELS} = 148.34 > 0 & \text{(condition de non soulèvement vérifiée)} \end{cases}$$

✓ **Conditions sismiques**

$$\begin{cases} N_{max\ ELA} = 317.782\ t < 1252\ t & \text{(condition de poinçonnement verifiée)} \\ N_{min\ ELA} = 84.05\ t > 0 & \text{(condition de non soulèvement vérifiée)} \end{cases}$$

<u>On constate que :</u>

$$\begin{cases} N_{max} = 317.782\ t < 1252\ t & \text{(condition de poinçonnement verifiée)} \\ N_{min} = 84.05\ t > 0 & \text{(condition de non soulèvement vérifiée)} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage de la semelle (méthode des bielles)**

- **Armatures transversales inférieures**

La condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

- Tan $\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.65}{4}} = 1.44$ ➔ $\alpha = 55.25° > 45°$ - $\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3875\ m < h = 2\ m$

Donc la condition est vérifiée.

- **Cas normal** $\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3} f_e = 33333.33\ t / m^2$

$A_l = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{218.47}{33333.33} \times \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{1.65}{4}}{2 - 0.1} 10^4 =$ **47.86 cm²**

- **Cas sismique** $\overline{\sigma_a} = f_e = 50000\ t / m^2$

$A_2 = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{317.782}{50000} \times \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{1.65}{4}}{2-0.1} 10^4 =$ **46.41 cm²**

On constate que le cas le plus défavorable est le cas normal, la section adoptée est $\mathbf{A_s}$ = **47.86** cm², on prend **24HA16** (A_s = 48.25 cm²).

- **L'espacement :** $S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n-1}$

Avec

- n : Nombre de barres = barres
- d : Enrobage = 5 cm
- ϕ : Diamètre d'un pieu = 1.2 m

$$S_t = \frac{1.2+2-0.1}{24-1} = 13.69 \text{ cm, soit } S_t = 12 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi_{pieu} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

✓ **Armatures longitudinales inferieures dans la semelle**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre semelle et pieux tel que :

$A_{Li} = \frac{A_N}{3} = \frac{47.86}{3} = 15.95$ cm²

Soit : **8HA16/ml** (A_1= 16.08 cm²), S_t = 14 cm

✓ **Armatures de répartition**

Entre les bandes de 3.2 m on adopte le même ferraillage et le même espacement

- **Armatures de construction**

d) Armatures transversales supérieures

$A_{Ts} = \frac{A_N}{10} = \frac{47.86}{10} = 4.786$ cm²

Soit : **9HA12/ml** (A_{ts} = 10.18 cm²), S_t = 12 cm

e) Armature longitudinales supérieures

$A_{Ls} = \frac{A_N}{3} = \frac{47.86}{3} = 15.95$ cm²

Soit : **8HA16/ml** (A_1= 16.08 cm²), S_t = 14 cm

f) Armatures latérales

$A_L = \frac{A_N}{10} = \frac{47.86}{10} = 4.786$ cm²

Soit : **9HA12/ml** (A_{ts} = 10.18 cm²), S_t = 12 cm

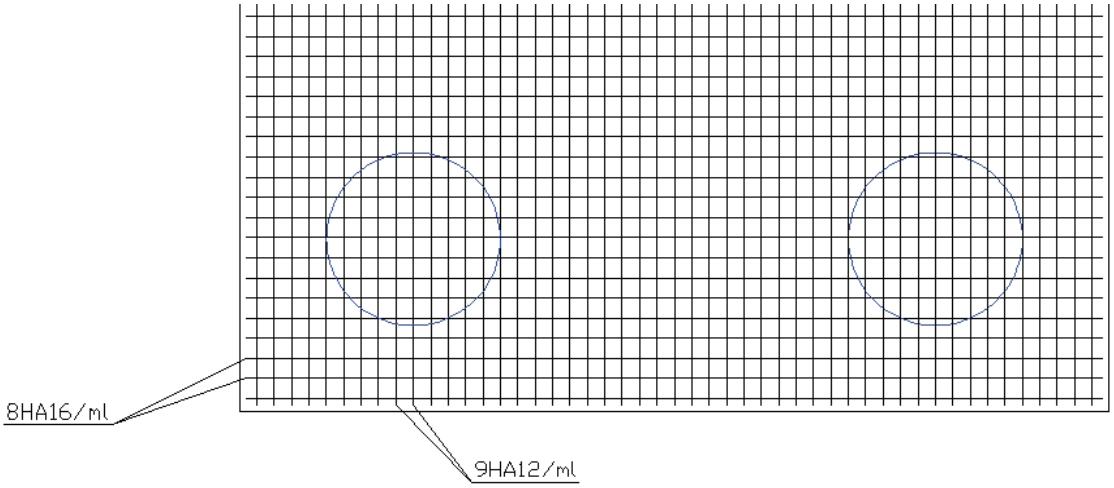


Figure IX.12.Ferraillage de la semelle (nappe supérieure)

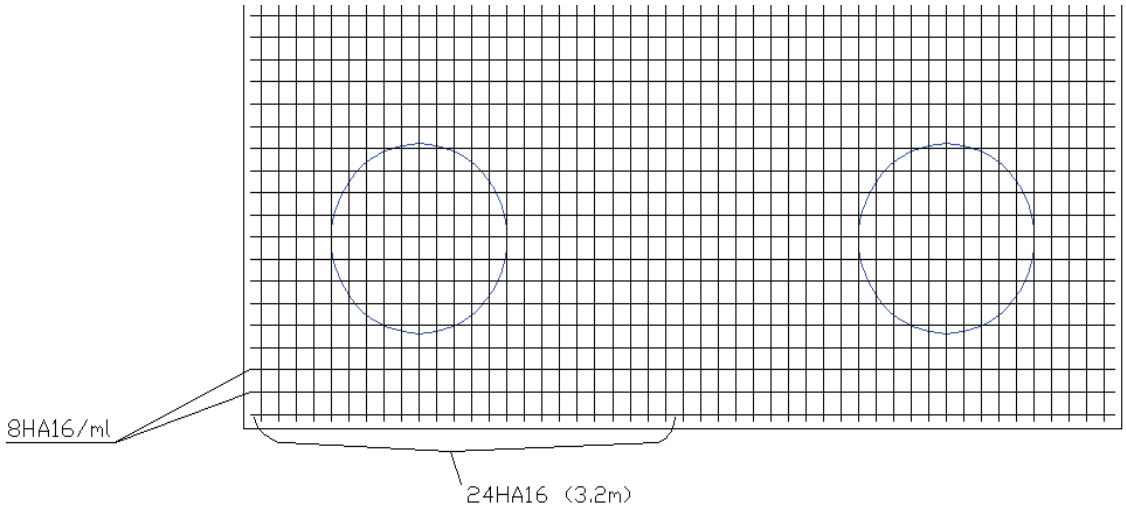


Figure IX.13.ferraillage de la semelle (nappe inférieure)

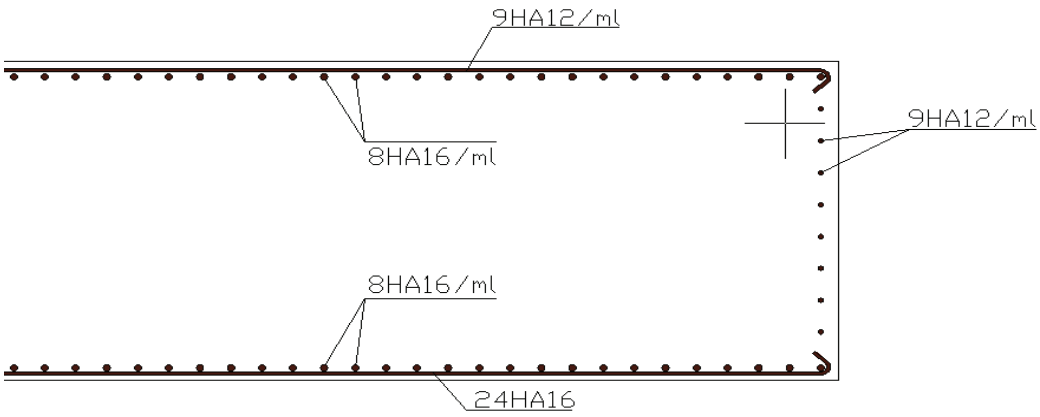


Figure IX.14.Ferraillage de la semelle (vue en élévation)

✓ **Etude et ferraillage des pieux**

Quand la portance du en surface est faible, on doit descendre jusqu'à une profondeur ou le sol présente de bonne caractéristiques par le biais des pieux, ces derniers sont disposés symétriquement afin d'éviter le tassement différentiel et centré sous l'effort pour assurer la diffusion directe des charges. Leurs vérification au flambement n'est pas nécessaire car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

✓ **Actions sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement sous l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Une solution de cette équation est de la forme :

Avec

- b : diamètre des pieux
- C_u : module de réaction du sol
- y : déplacement en tête des pieux

$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$ α : Longueur élastique du pieu

Calcul de λ :

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}}$

Avec

- d : ϕ_{pieu} = 120 cm
- on estime C_u = 35 MN/m^3
- E : module d'élasticité du béton = $11000\sqrt[3]{27}$ = 33000 MPa
- I : moment d'inertie d'un pieu.

$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14(1.2)^4}{64} = 0.1017\ m^4$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2x35}{4x33000x0.1017}} = 0.237\ m^{-1}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.237x5 = 1.185$

✓ **Effort tranchant en tête du pieu**

- **Cas normal**

H = 281.84 t (efforts horizontaux) $P = \frac{H}{8} = \frac{281.84}{8} = 35.23$ t / pieu.

- **Cas sismique**

H = -508.98 t $P = \frac{H}{8} = \frac{508.98}{8} = 63.62$ t / pieu.

- ✓ **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**
- ✓ **Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$**

On a : $1 < \lambda L = 1.185 < 2$

$$\begin{cases} \lambda L = 1 \rightarrow \chi_{\theta P} = 4.03 \, , \chi_{\theta M} = 6.76 \\ \lambda L = 2 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.96 \, , \chi_{\theta M} = 2.55 \end{cases}$$

Par interpolation on aura : $\chi_{\theta P} = 3{,}264 \, , \chi_{\theta M} = 5{,}202$

On aura les sollicitations suivantes :

- **Cas normal**

P = 35.23 t ➔ M = -93.27 t.m

- **Cas sismique**

P = 63.62 t ➔ M = -168.43 t.m

- ✓ **Ferraillage des pieux**

Les pieux travaillent en flexion composée, leurs ferraillages se fera à l'aide du logiciel Robot expert.

- **Sollicitations**

$$\begin{cases} N_{min} = 84.05 \text{ t} \\ M_{max} = -168.43 \text{ t. m} \end{cases}$$

- **Calcul du ferraillage**

À l'aide du logiciel Robot expert on trouve
A_s = **113.1 cm²**

On prend **24HA25** (A_s = 117.81 cm²)

- **L'espacement**

$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2x3.14x60}{34} = 11.08$ cm

- **Armatures transversales**

$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10.67$ cm

On prendra des cercles de **HA12** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

.

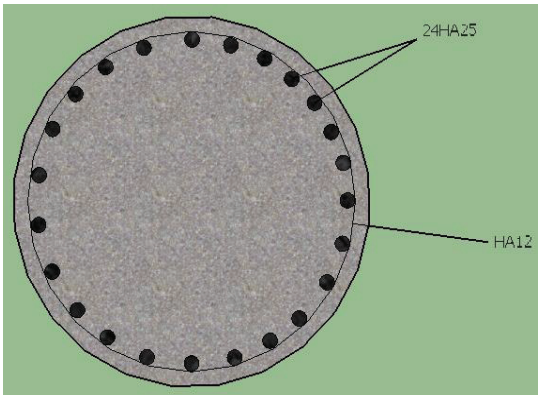


Figure IX.16.Ferraillage du pieu en 2D



Figure IX.15.Ferraillage du pieu en 3D

IX.4.CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée pour notre cas.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théorique acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics , il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les déférentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels en élément finis a partir de modélisations appropriées de génie civil .

Ce travail est une meilleure opportunité pour acquérir un certain sens de la responsabilité qui va nous propulser dans la vie professionnelle, puisque il nous a permis d'approfondir nos connaissances par les recherches bibliographique et les nombreuses questions et problèmes aux quelles on a dû faire face durant ces trois mois de préparation et de recherche vu la complexité de notre ouvrage.

L'étude d'un pont met en évidence la maitrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procèdes de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

Enfin, à travers ce travaille, nous avons compris que la forme du voussoir n'était pas le fruit du hasard ni un désire esthétique mais qu'elle répond à des contraintes précises.

Bibliographies

ENSTP 2018/2019

➢ OUVRAGES

[1] Document SETRA, (juin 2003) **« Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »**. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

[2] Document SETRA, (septembre 2009) **« Ponts mixtes acier-béton »**. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).

[3] Document SETRA, (Février 1996) **« Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension »**. Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

[4] Document SETRA (janvier 2000) « **Ponts courants en zones sismique** ». Ministère de l'équipement, des transports.

[5] Document SETRA, (Février 1990) **« Précontrainte extérieure ».** Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art.

[6] Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (René Walther)

Document technique réglementaire RCPR,RPOA (2009), Ministère des travaux publics .

[7] Catalogue, joint de chaussée CIPEC (juin 2010), freyssiney .

[8] Précontrainte extérieure des ponts, David Benouaich,Professeur Marc Badoux,Dr. Olivier Burdet . Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne Institut de statique et structures – Béton Armé et Précontraint (IBAP)

[9] Document SETRA (juillet 2007) « **Appareils d'appui en élastomère fretté** », Ministère de l'écologie du développement et de l'Aménagement durable.

➢ COURS

[10] KIBBOUA Abderrahmane, (2018) **« Cours des règles parasismiques applicables sur un pont ».** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

[11] BELAOURA Mbarek, (2017/2018) **« Cours de Béton Précontraint »**. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

[12] BENREDHOUANE Mustapha, (2017/2018/2019) **« Cours de Béton Armé »**. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

➢ PFE

[13] AISSOU Lyes et HAMBLAI Mohamed, (2013) « **Conception et dimensionnement d'un viaduc en béton précontraint d'une portée totale de 910m sur la RN77 à Tabellout wilaya de JIJEL »**. Projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Encadré par AMEIUR Mohamed Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

[14] FETOUCHE Abdelaziz, SAADI Mohamed (2018), « **CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT AU PK67+240 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE SETIF BARIKA »** projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Encadré par BABAKHOUYA Youcef Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

➢ LOGICIELS

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009

Autodesk Robot Expert

Autodesk Autocad 2008

Microsoft office word 2016

Microsoft office Excel 2016

➢ Webographie

[15] https://structurae.info

[16] https://www.alamyimages.fr

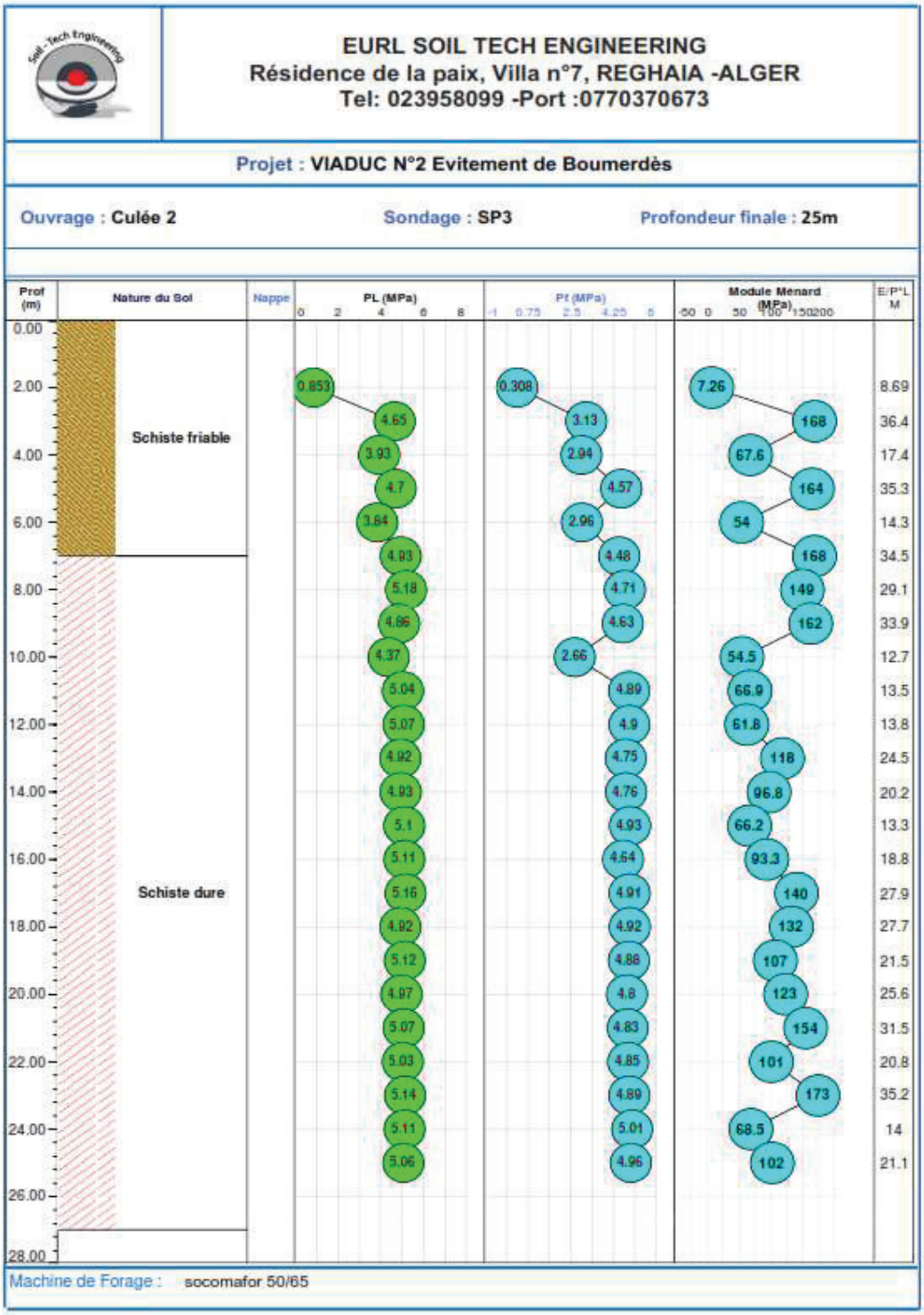
[17] https://www.wikipedia.org

[18] http://www.planete-tp.com

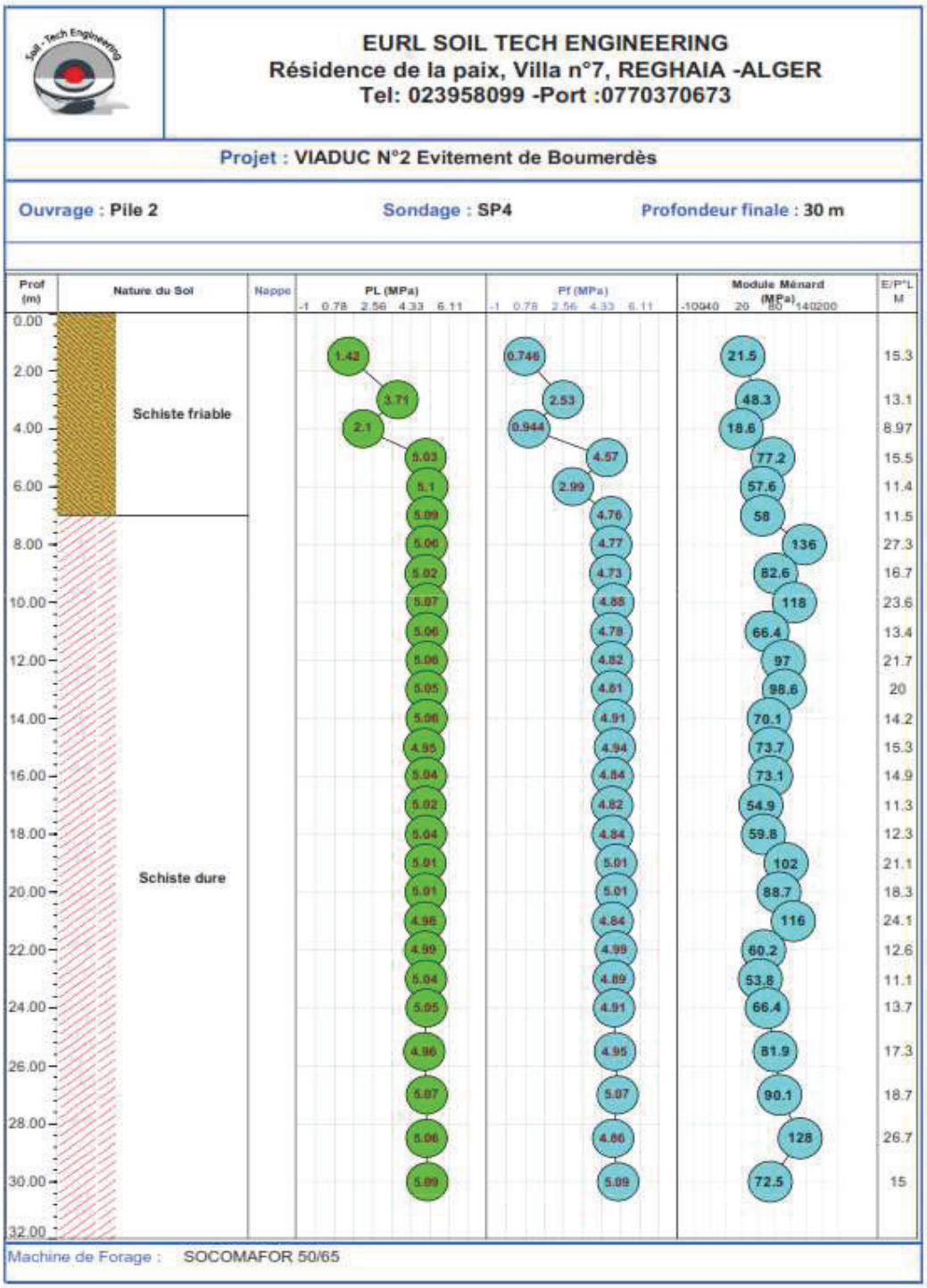
[19] http://www.proposmontreal.com/index.php/dossier-le-pont-champlain/

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ENSTP 2018/2019



ANNEXE A .1.Resultats de sondage C2

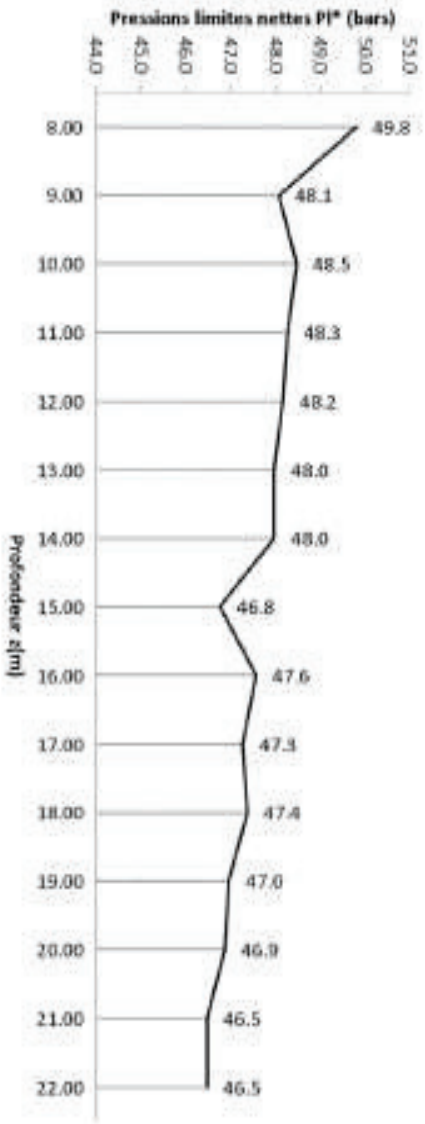


ANNEXE A .1.Resultats de sondage P2

On projette de mettre en place des pieux forés de 1,2m de diamètre avec une longueur de 10,5m, sa longueur étant calculée de sa base à celle de la semelle de fondation.

Les caractéristiques pressiométriques prises en compte des couches traversées sont les suivantes :

H(m)	P_l(bars)	U (bars)	σ_v (bars)	P_l^* (bars)
8,00	50,6	0	1,6	49,8
9,00	50,2	0	4,265	48,1
10,00	50,7	0	4,465	48,5
11,00	50,6	0	4,665	48,3
12,00	50,6	0	4,865	48,2
13,00	50,5	0	5,065	48,0
14,00	50,6	0	5,265	48,0
15,00	49,5	0	5,465	46,8
16,00	50,4	0	5,665	47,6
17,00	50,2	0	5,865	47,3
18,00	50,4	0	6,065	47,4
19,00	50,1	0	6,265	47,0
20,00	50,1	0	6,465	46,9
21,00	49,8	0	6,665	46,5
22,00	49,9	0	6,865	46,5

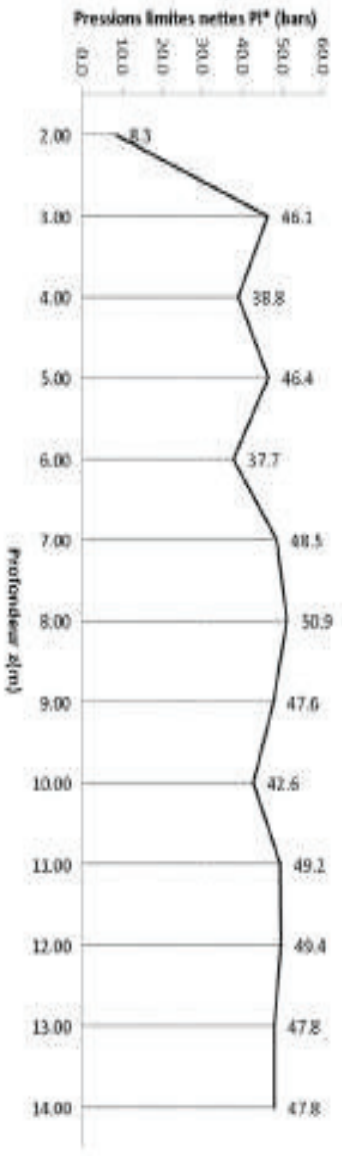


ANNEXE A .3. Capacité portante pieu pile

On projette de mettre en place des pieux forés de 1,2m de diamètre avec une longueur de 5,0 m, sa longueur étant calculée de sa base à celle de la semelle de fondation.

Les caractéristiques pressiométriques prises en compte des couches traversées sont les suivantes :

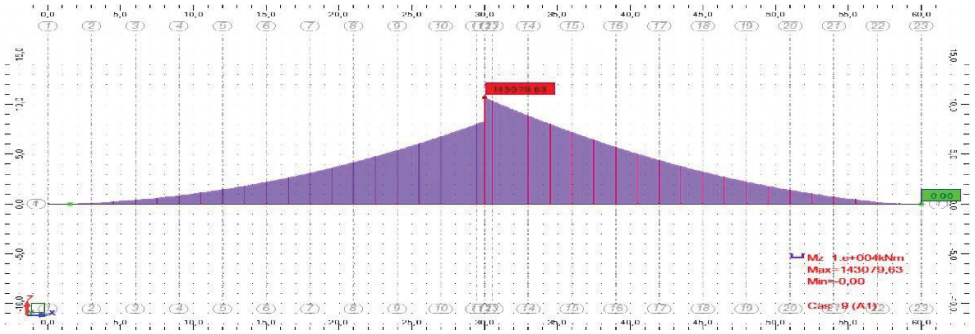
H(m)	P_l(bars)	U (bars)	σ_v (bars)	P_l^* (bars)
0,00	/	0	/	/
1,00	/	0	/	/
2,00	8,53	0	0,5	8,3
3,00	46,5	0	0,7	46,1
4,00	39,3	0	0,9	38,8
5,00	47	0	1,1	46,4
6,00	38,4	0	1,3	37,7
7,00	49,3	0	1,5	48,5
8,00	51,8	0	1,7	50,9
9,00	48,6	0	1,9	47,6
10,00	43,7	0	2,1	42,6
11,00	50,4	0	2,3	49,2
12,00	50,7	0	2,5	49,4
13,00	49,2	0	2,7	47,8
14,00	49,3	0	2,9	47,8



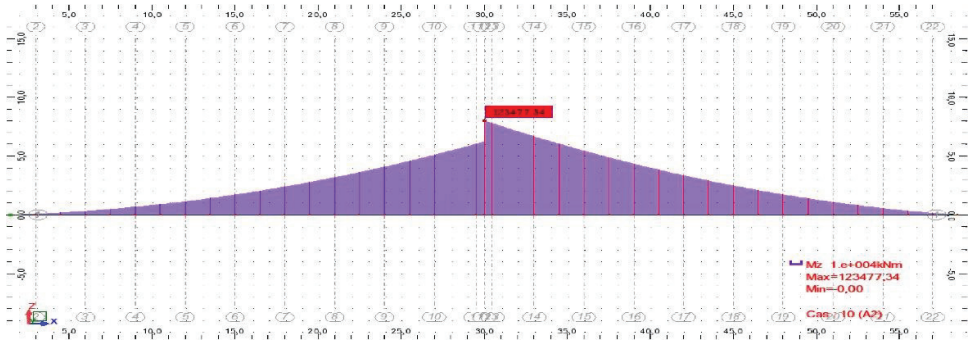
ANNEXE A .3 Capacité portante pieu culée

ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

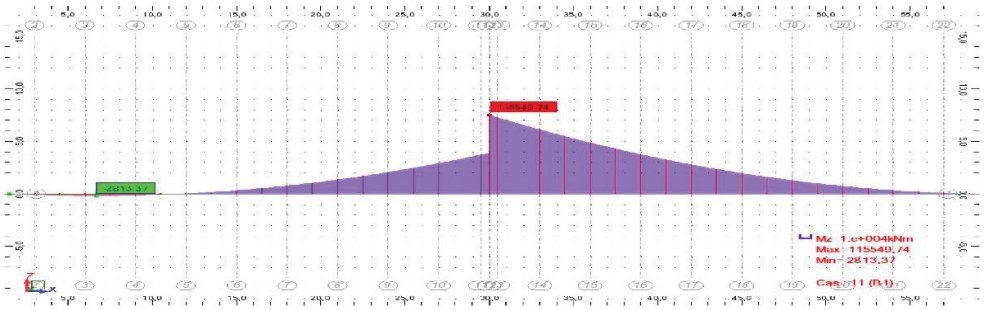
ENSTP 2018/2019



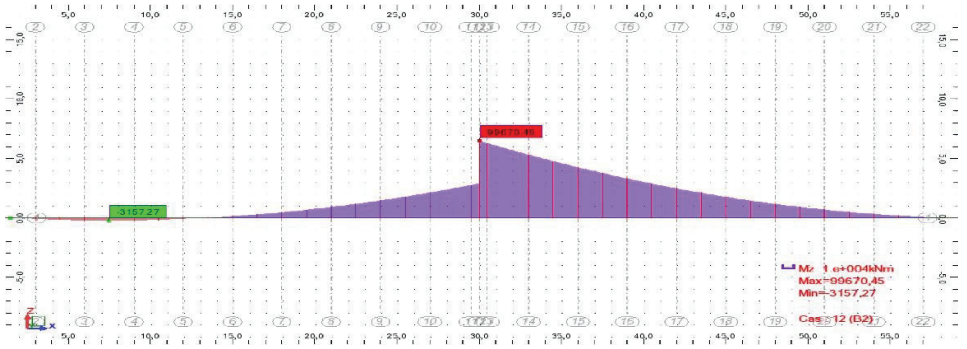
Annexes B.1. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A1.



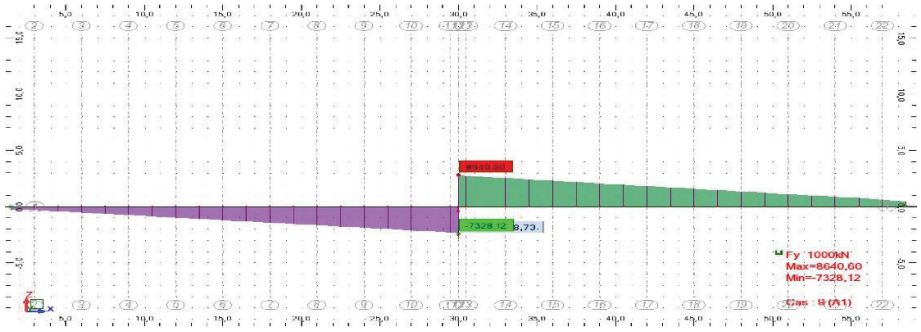
Annexes B.2. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A2.



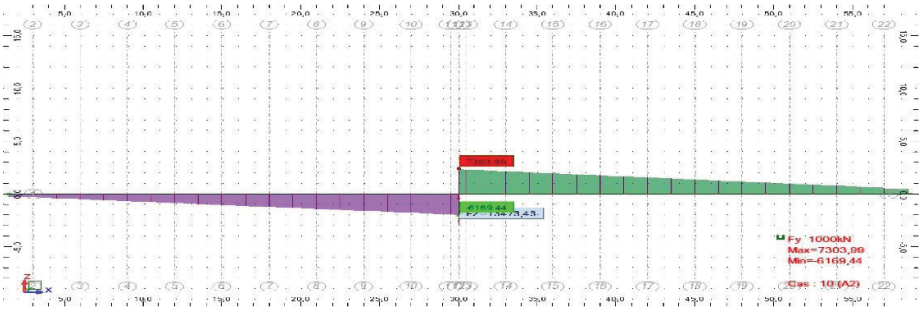
Annexes B.3. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B1.



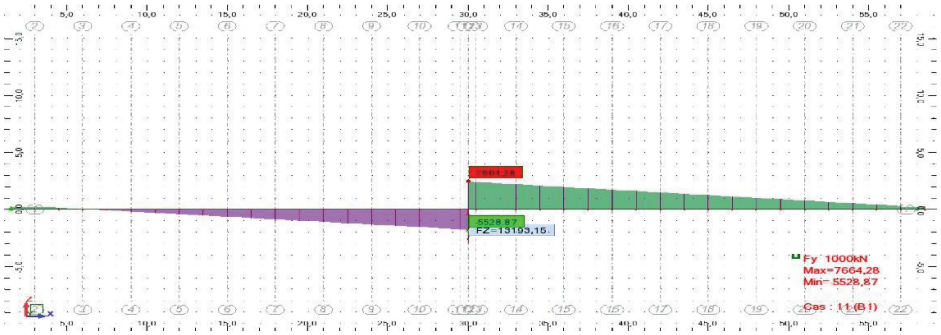
Annexes B.4. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B2.



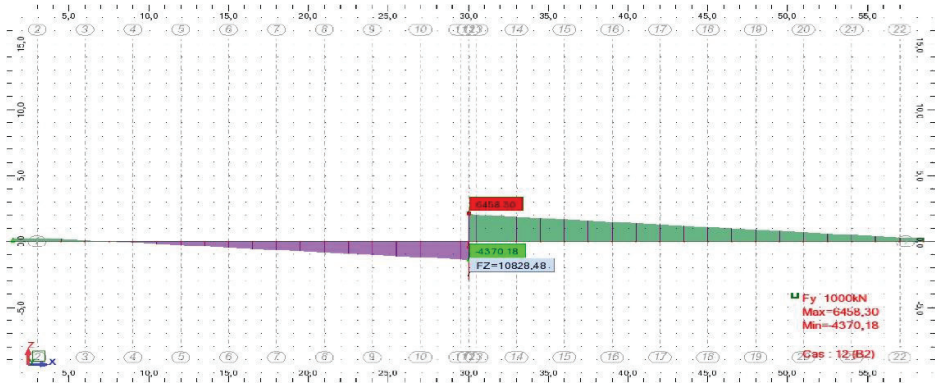
Annexes B.5. L'effort normal dans la phase de construction (10) sous la combinaison A1.



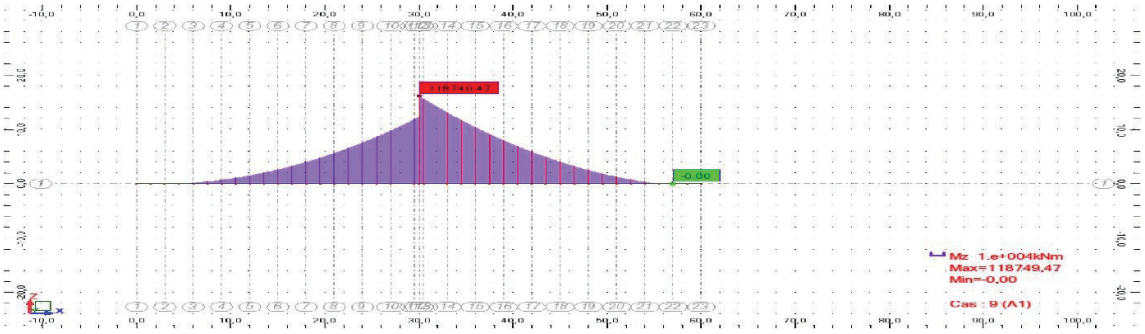
Annexes B.6. L'effort normal dans la phase de construction (10) sous la combinaison A2.



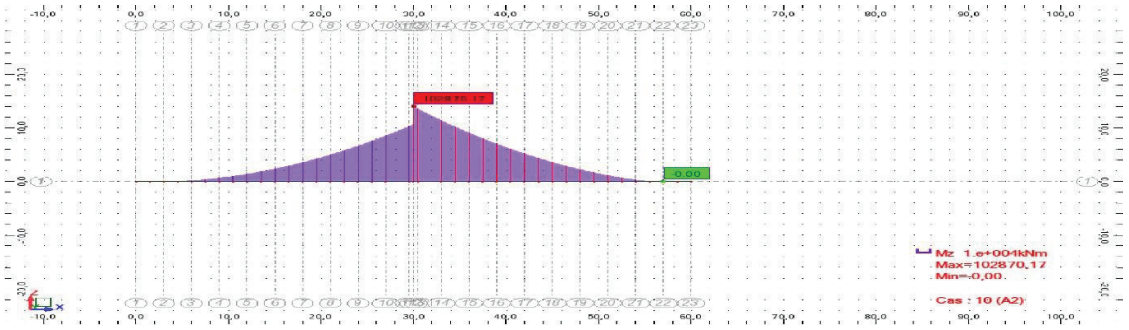
Annexes B.7. L'effort normal dans la phase de construction (10) sous la combinaison B1.



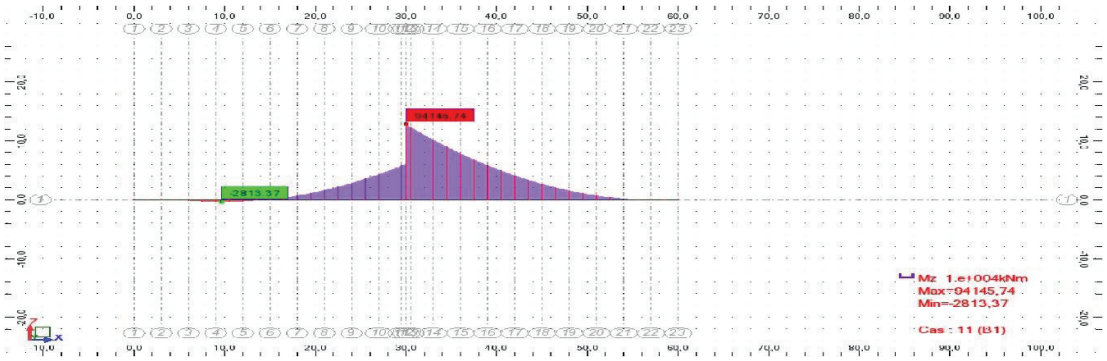
Annexes B.8. L'effort normal dans la phase de construction (10) sous la combinaison B2.



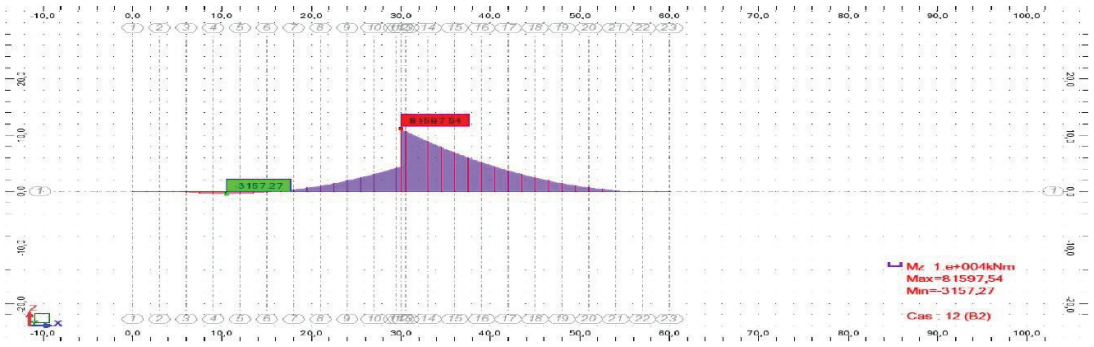
Annexes B.9. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A1.



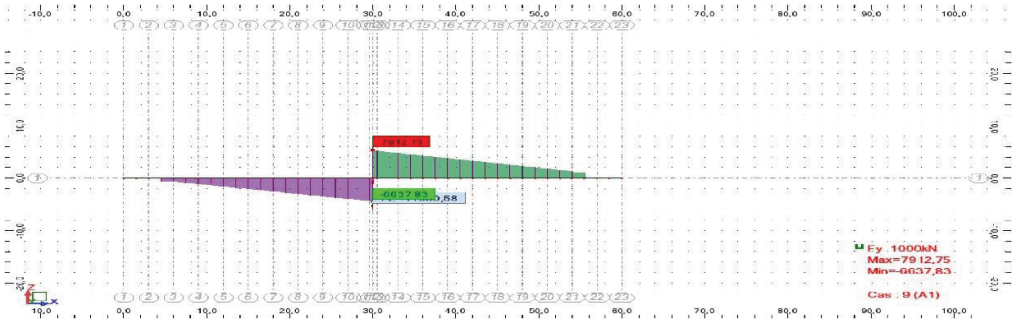
Annexes B.10. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A2.



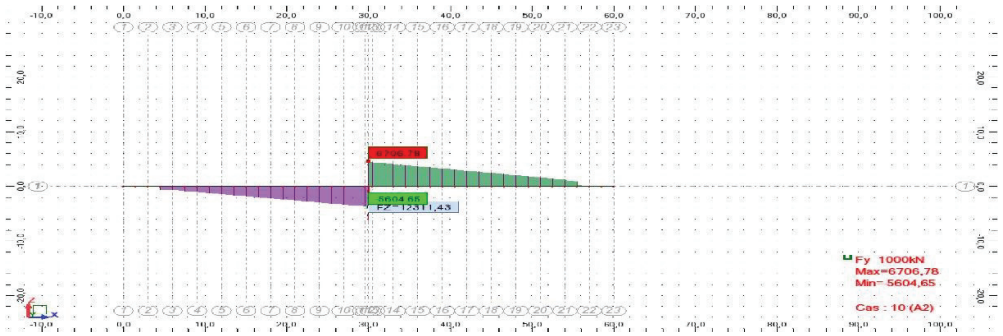
Annexes B.11. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B1.



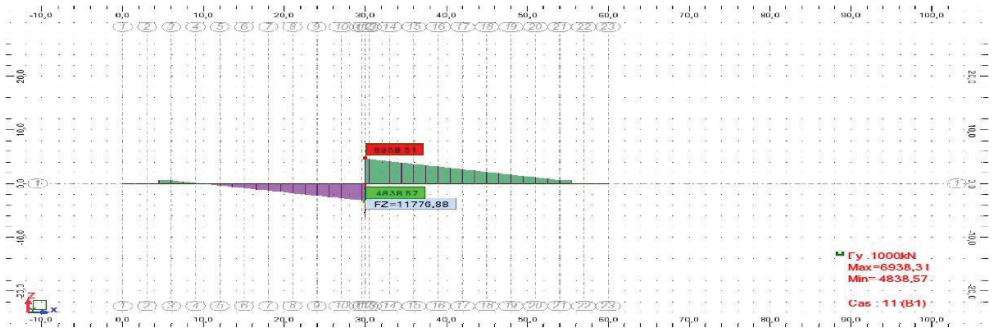
Annexes B.12. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B2.



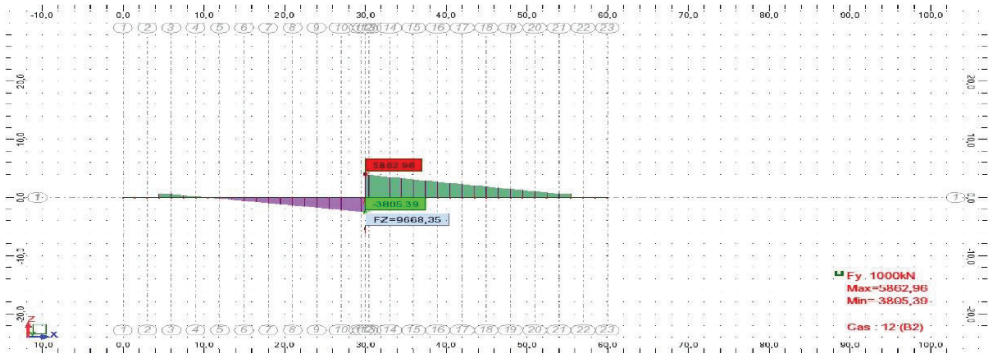
Annexes B.13. L'effort normal dans la phase de construction (9) sous la combinaison A1.



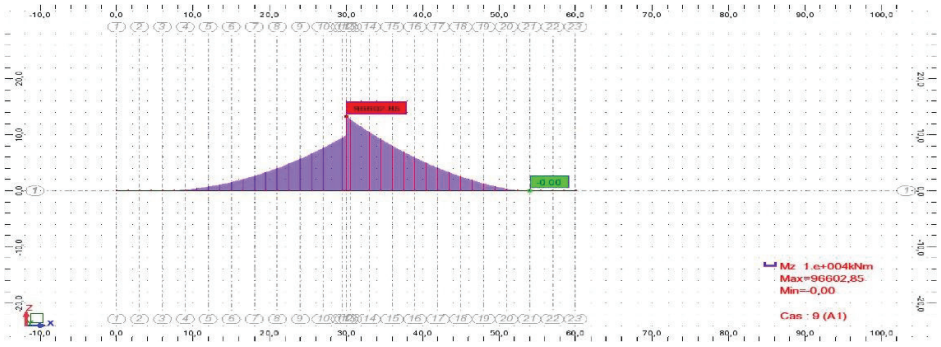
Annexes B.14. L'effort normal dans la phase de construction (9) sous la combinaison A2.



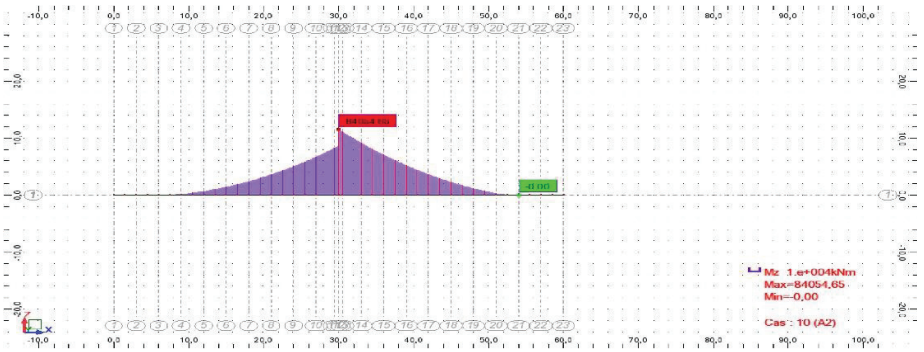
Annexes B.15. L'effort normal dans la phase de construction (9) sous la combinaison B1.



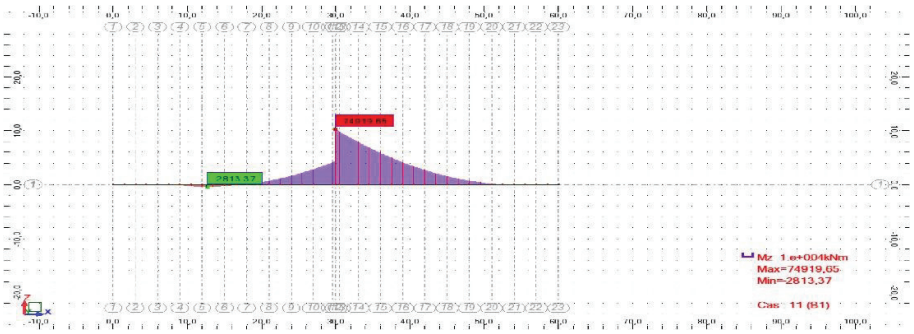
Annexes B.16. L'effort normal dans la phase de construction (9) sous la combinaison B2.



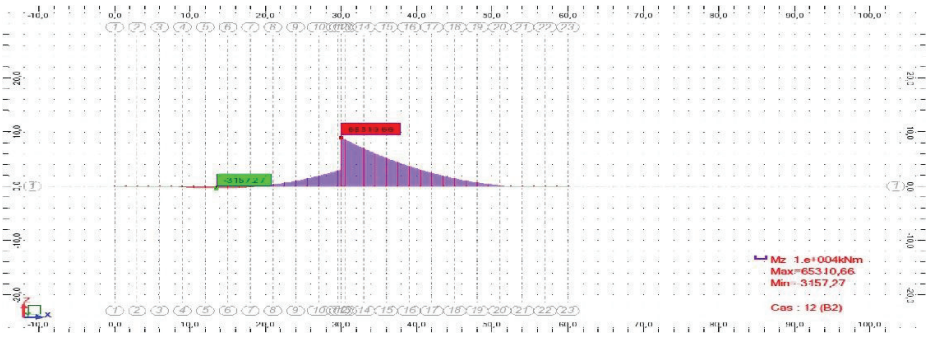
Annexes B.17. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A1.



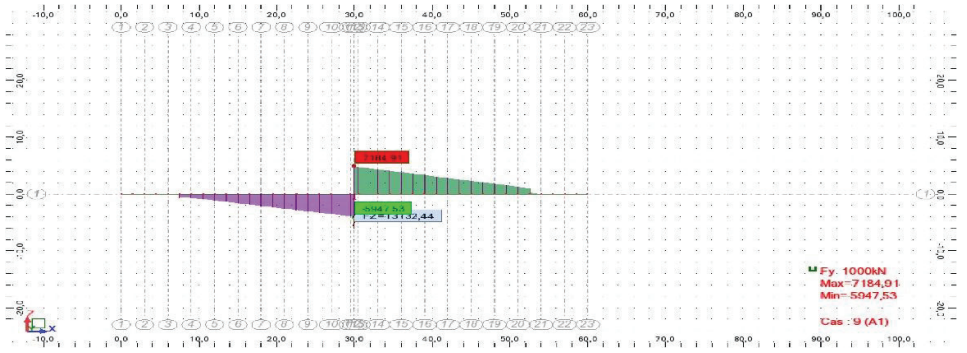
Annexes B.18. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A2.



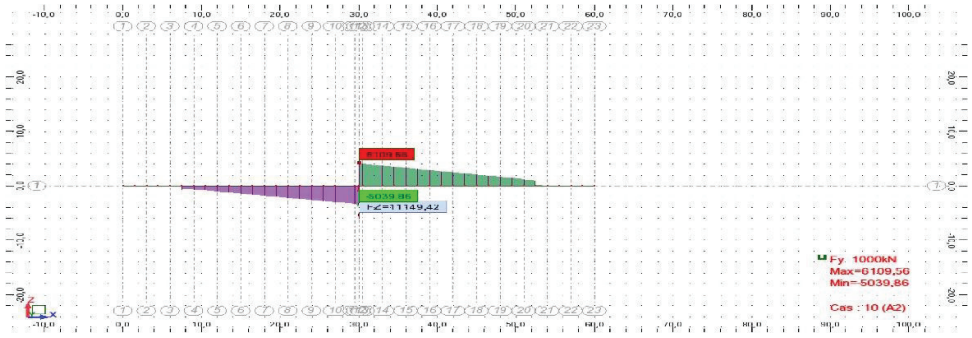
Annexes B.19. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B1.



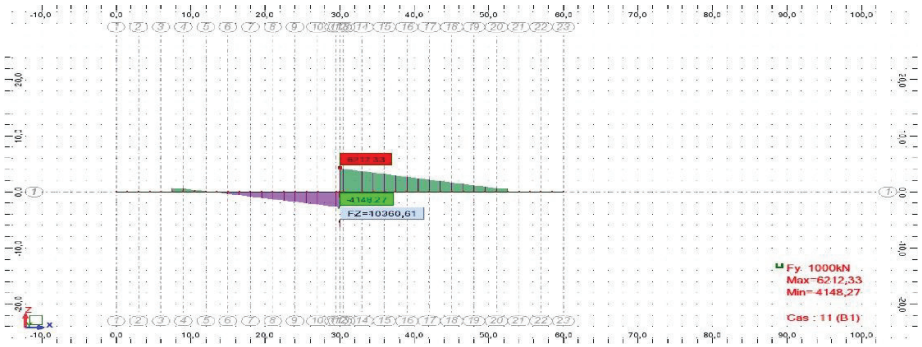
Annexes B.20. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B2.



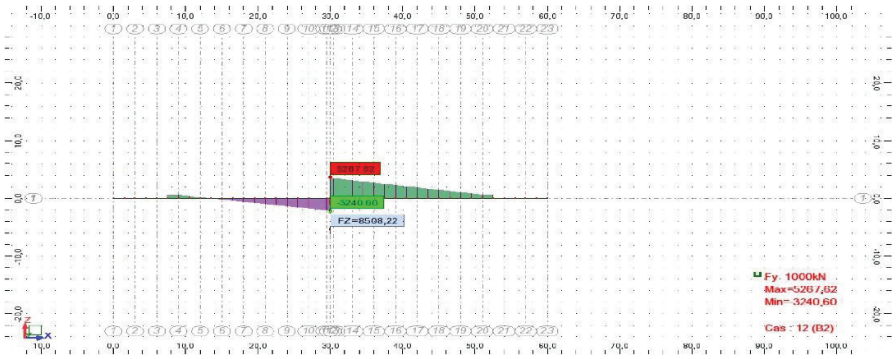
Annexes B.21. L'effort normal dans la phase de construction (8) sous la combinaison A1.



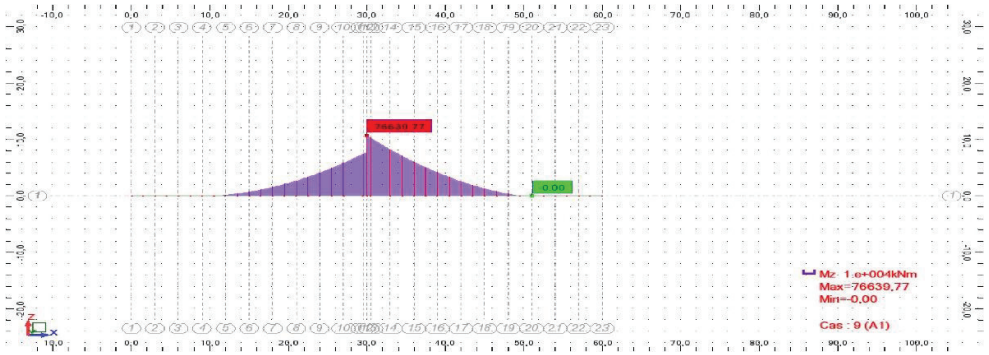
Annexes B.22. L'effort normal dans la phase de construction (8) sous la combinaison A2.



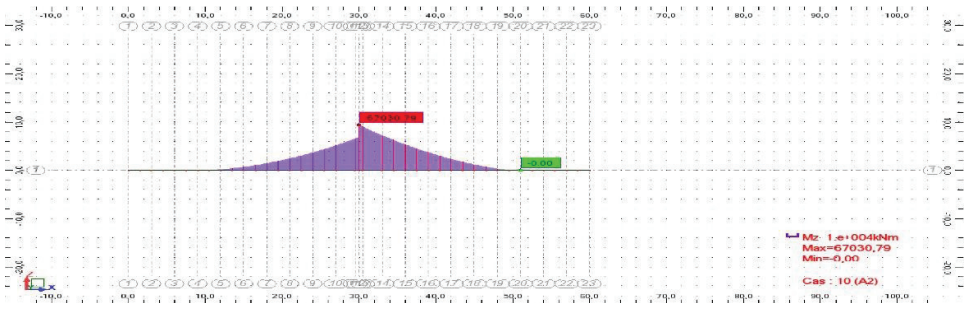
Annexes B.23. L'effort normal dans la phase de construction (8) sous la combinaison B1.



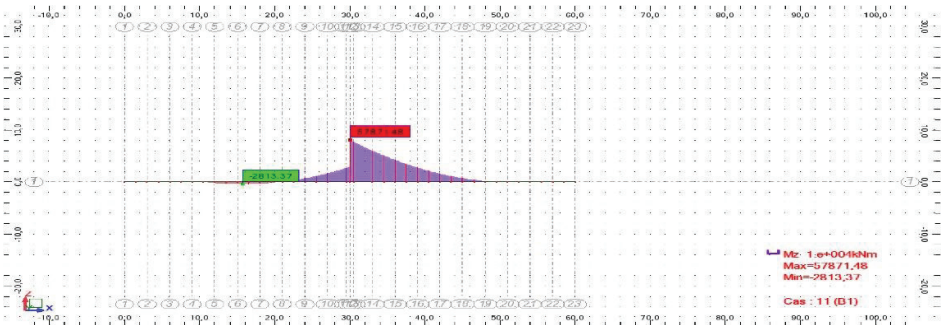
Annexes B.24. L'effort normal dans la phase de construction (8) sous la combinaison B2.



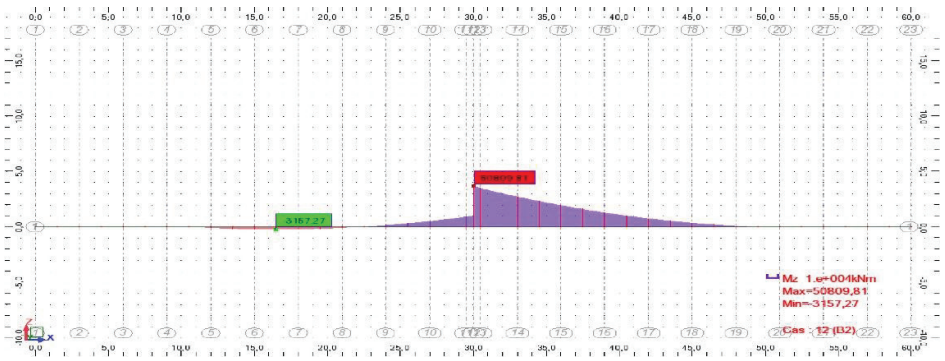
Annexes B.25. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A1.



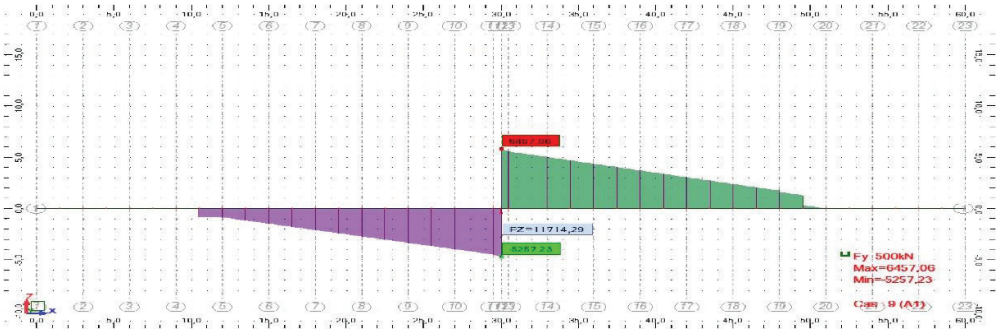
Annexes B.26. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A2.



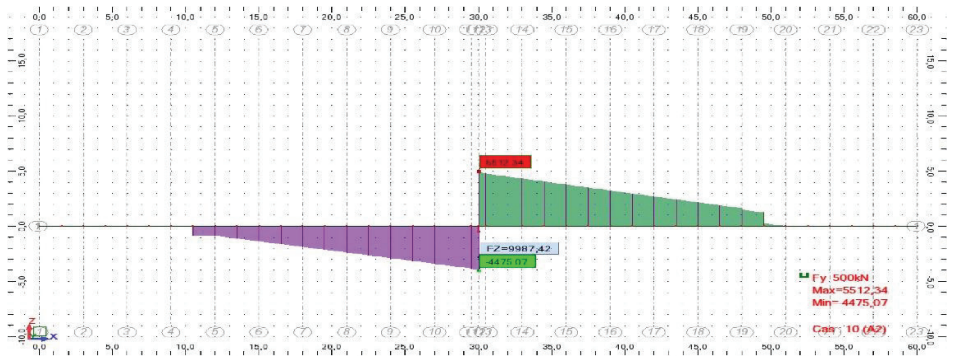
Annexes B.27. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B1.



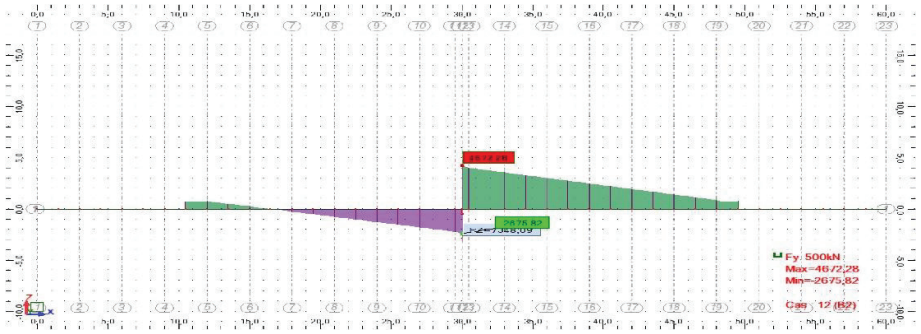
Annexes B.28. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B2.



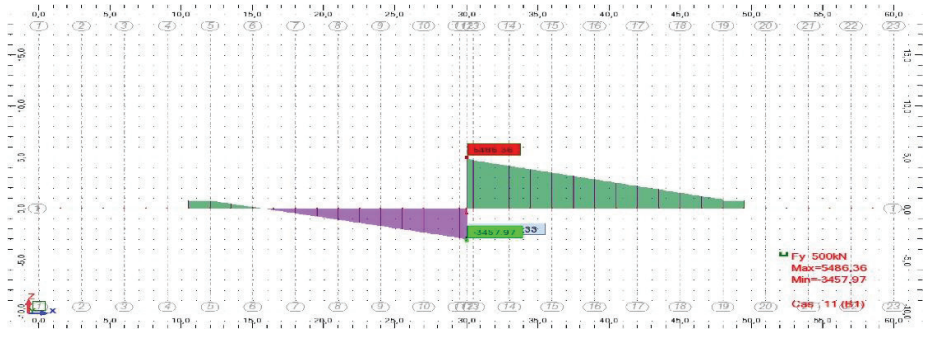
Annexes B.29. L'effort normal dans la phase de construction (7) sous la combinaison A1.



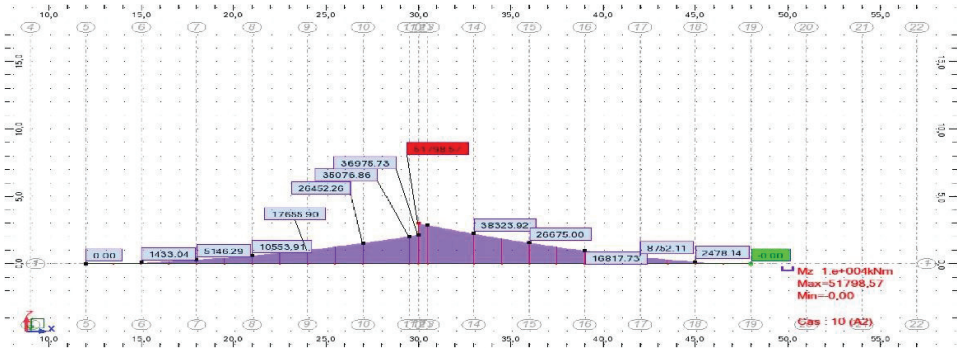
Annexes B.30. L'effort normal dans la phase de construction (7) sous la combinaison A2.



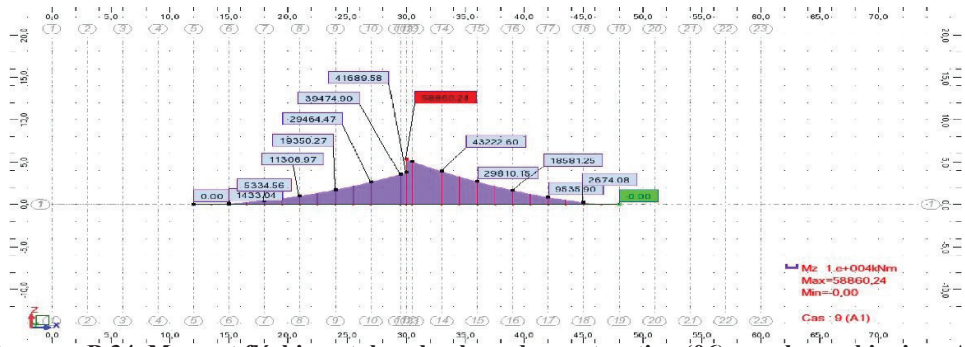
Annexes B.31. L'effort normal dans la phase de construction (7) sous la combinaison B1.



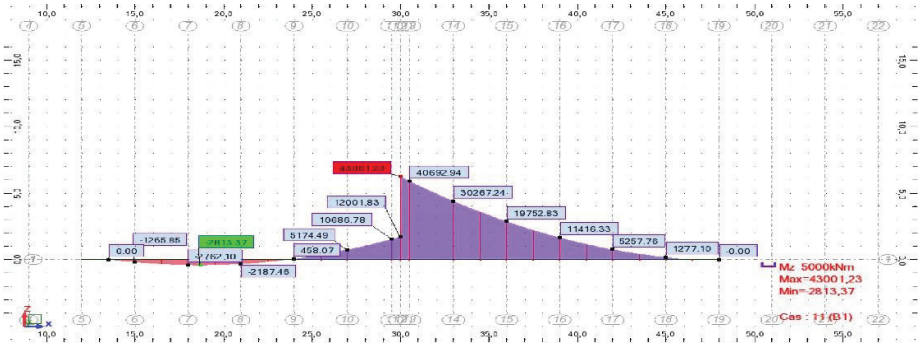
Annexes B.32. L'effort normal dans la phase de construction (7) sous la combinaison B2.



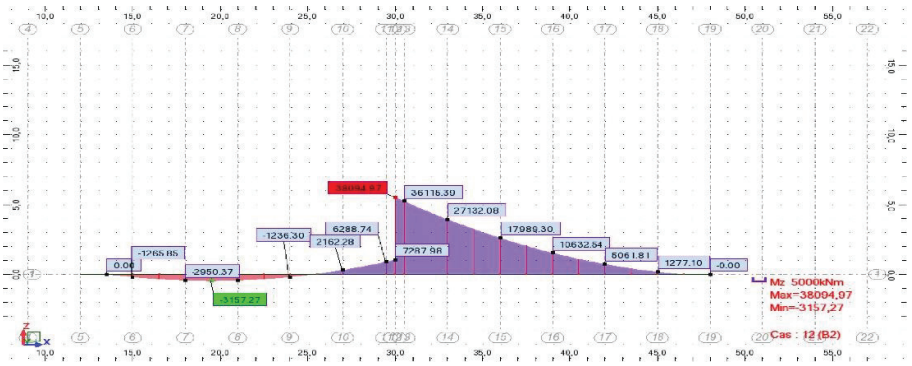
Annexes B.33. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A1.



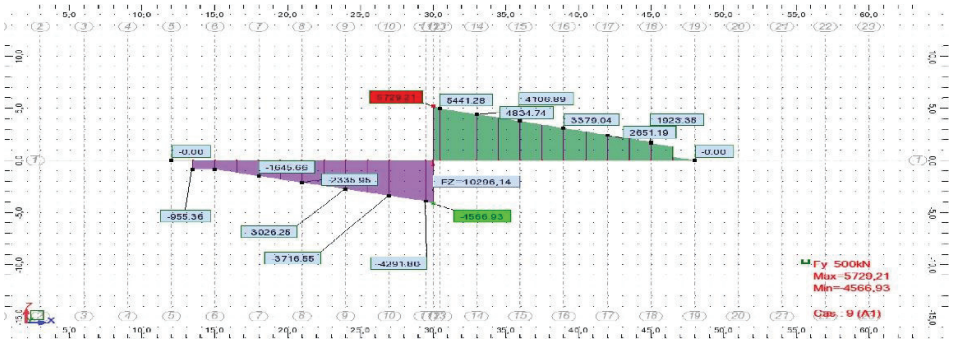
Annexes B.34. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A2.



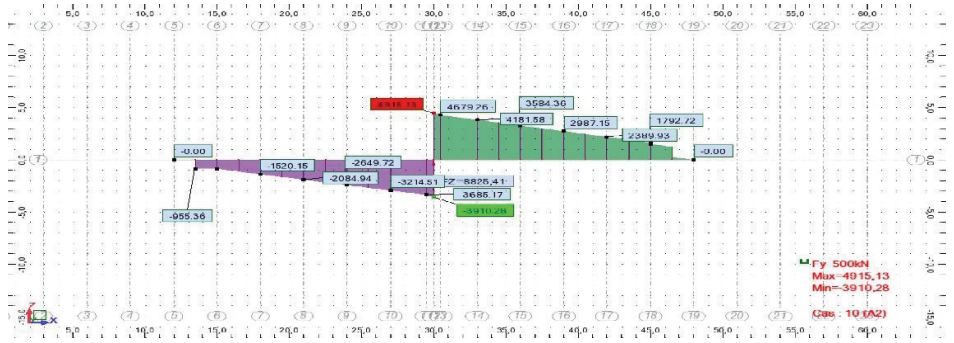
Annexes B.35. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B1.



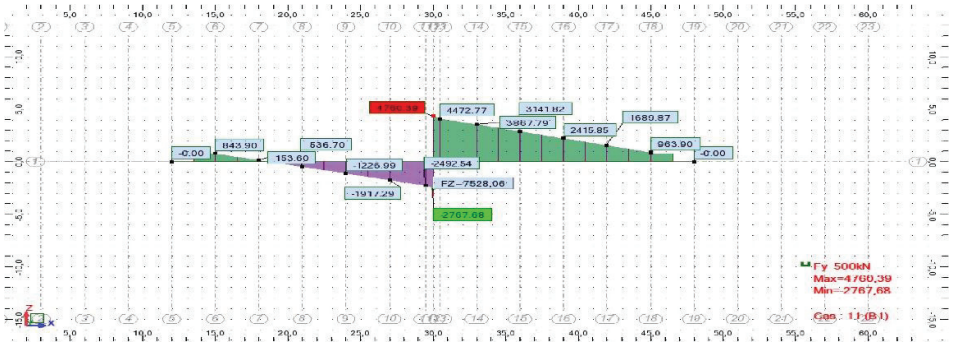
Annexes B.36. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B2.



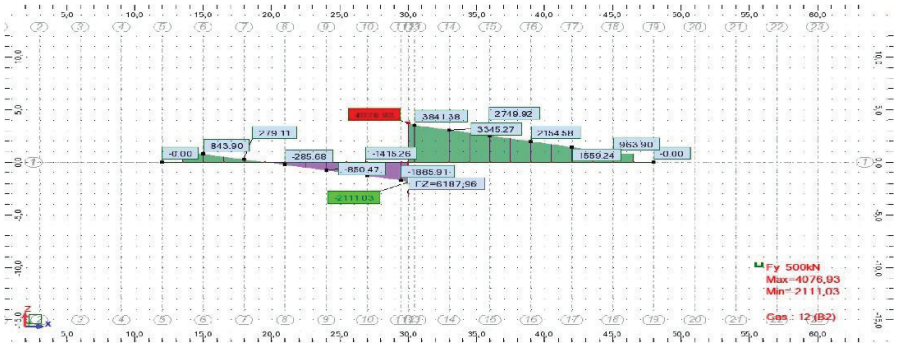
Annexes B.37. L'effort normal dans la phase de construction (6) sous la combinaison A1.



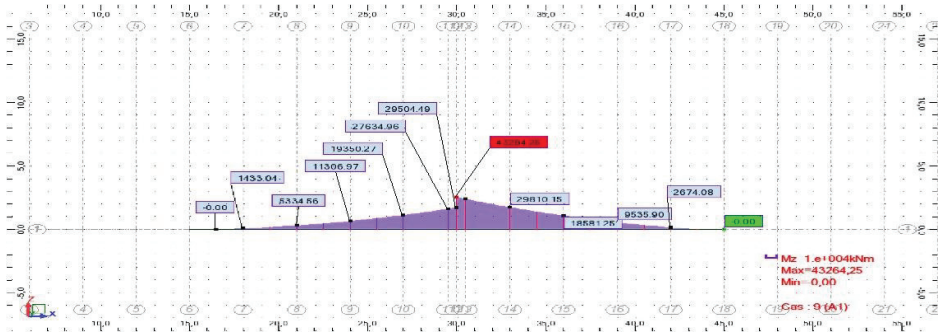
Annexes B.38. L'effort normal dans la phase de construction (6) sous la combinaison A2.



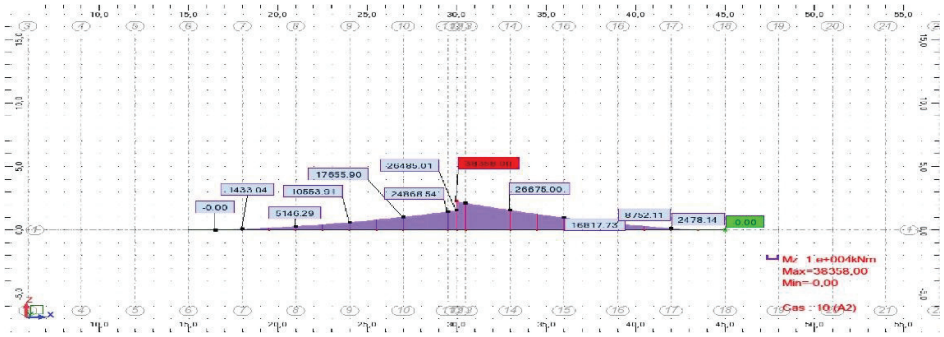
Annexes B.39. L'effort normal dans la phase de construction (6) sous la combinaison B1.



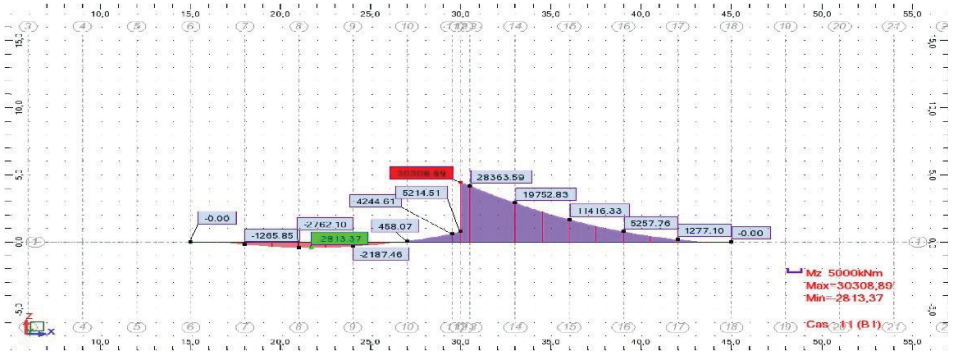
Annexes B.40. L'effort normal dans la phase de construction (6) sous la combinaison B2.



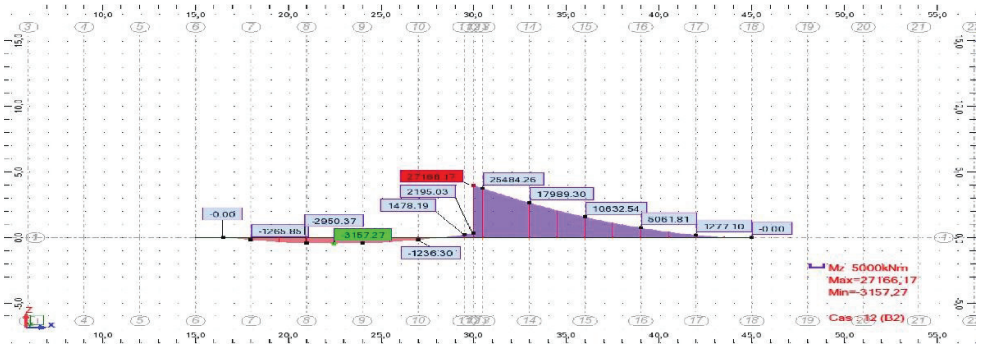
Annexes B.41. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A1.



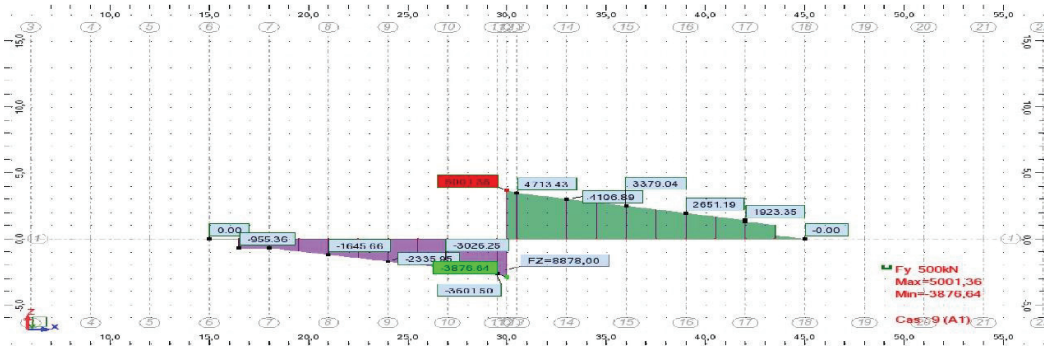
Annexes B.42. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A2.



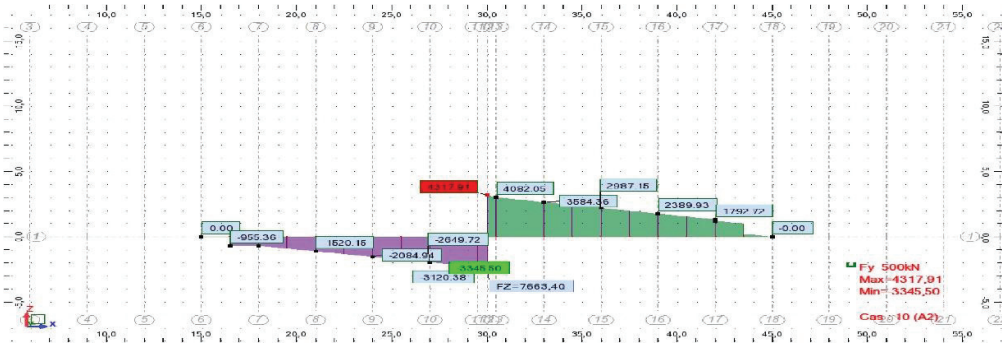
Annexes B.43. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B1.



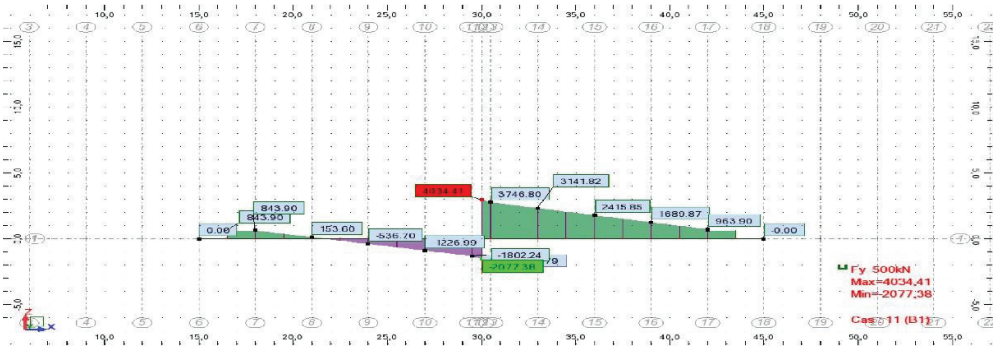
Annexes B.44. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B2.



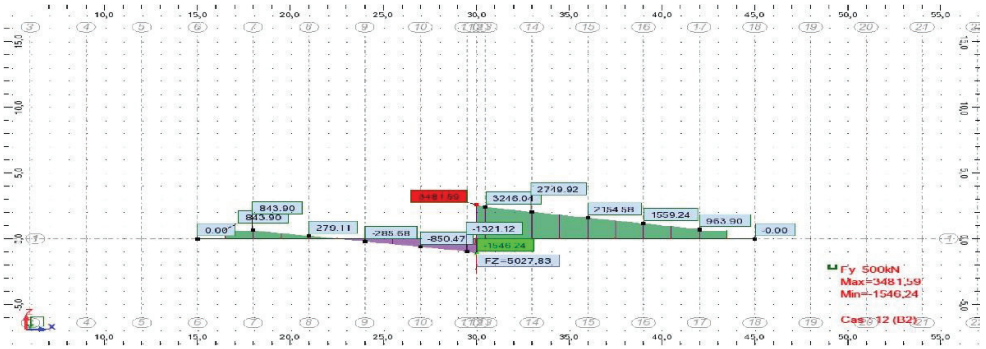
Annexes B.45. L'effort normal dans la phase de construction (5) sous la combinaison A1.



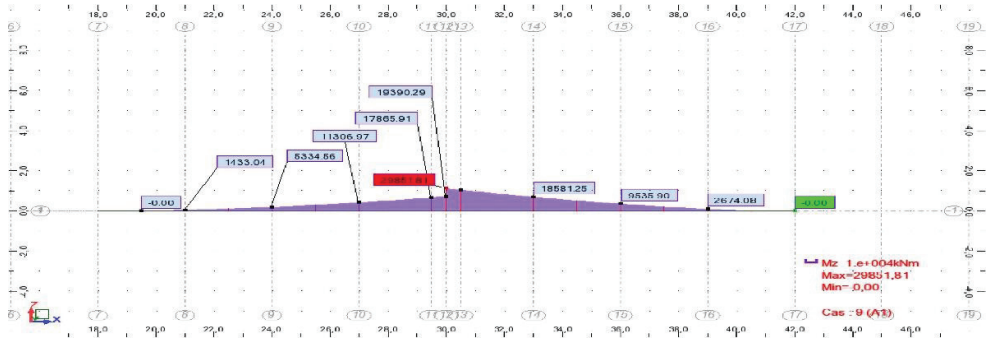
Annexes B.46. L'effort normal dans la phase de construction (5) sous la combinaison A2.



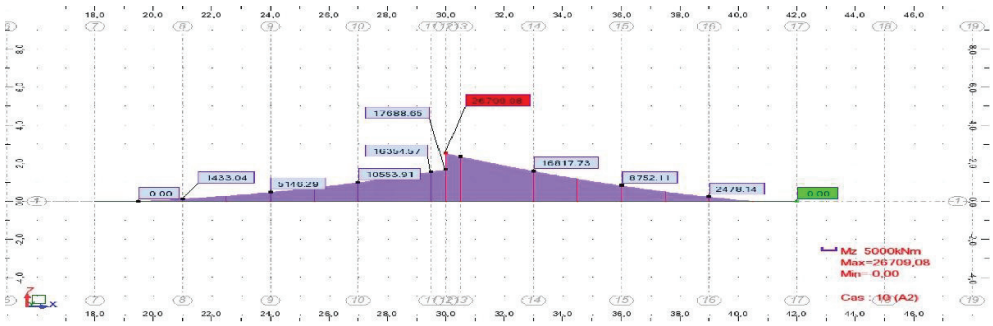
Annexes B.47. L'effort normal dans la phase de construction (5) sous la combinaison B1.



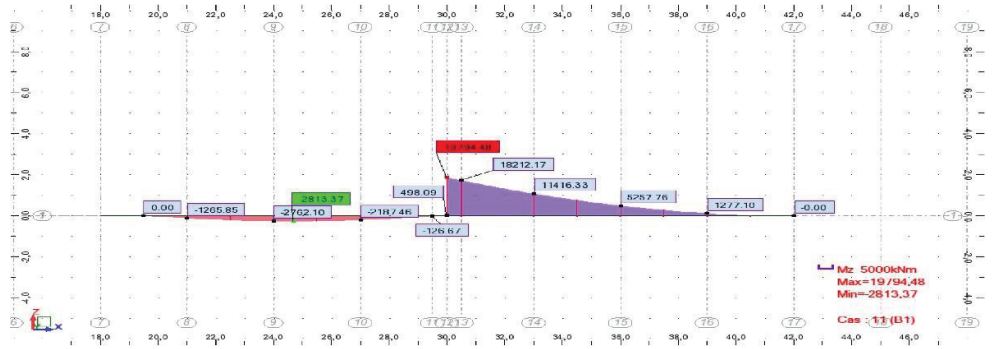
Annexes B.48. L'effort normal dans la phase de construction (5) sous la combinaison B2.



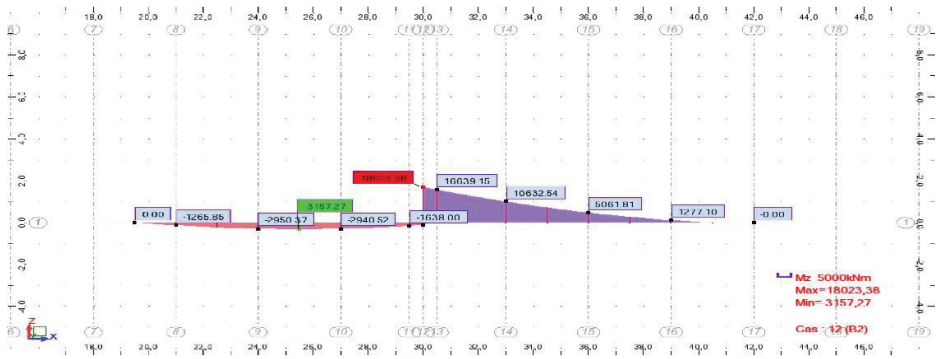
Annexes B.49. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A1.



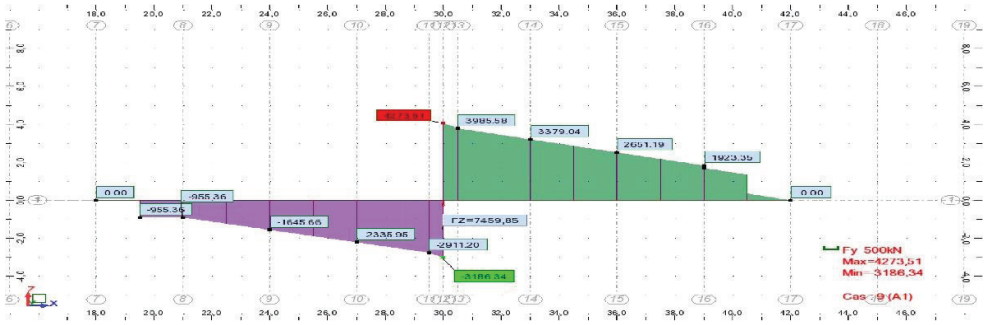
Annexes B.50. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A2.



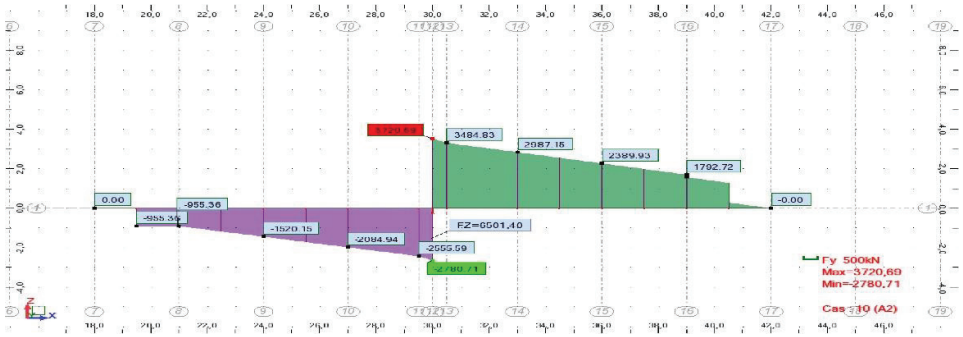
Annexes B.51. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B1.



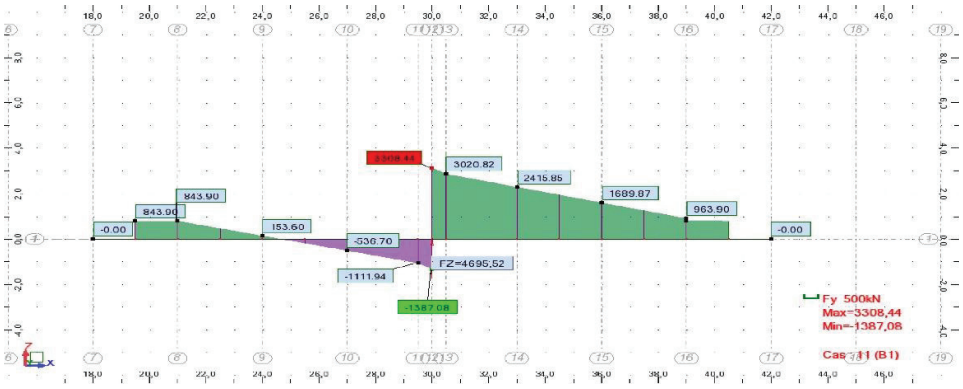
Annexes B.52. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B2.



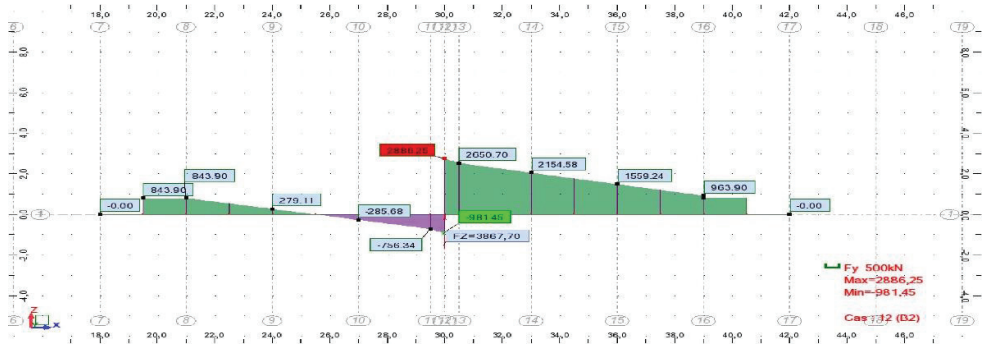
Annexes B.53. L'effort normal dans la phase de construction (4) sous la combinaison A1.



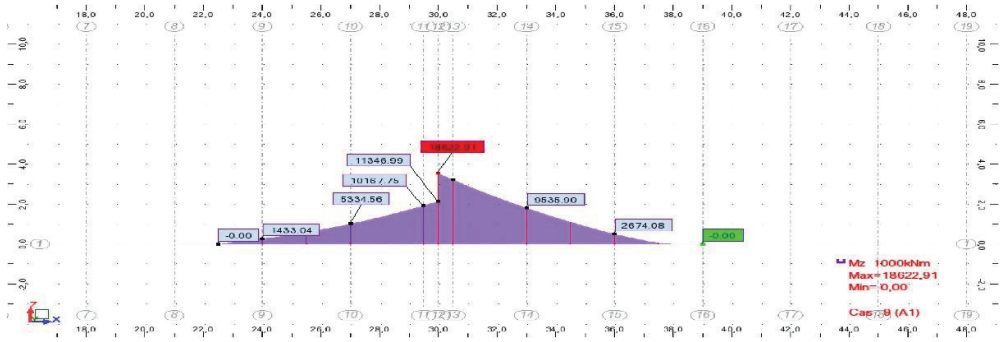
Annexes B.54. L'effort normal dans la phase de construction (4) sous la combinaison A2.



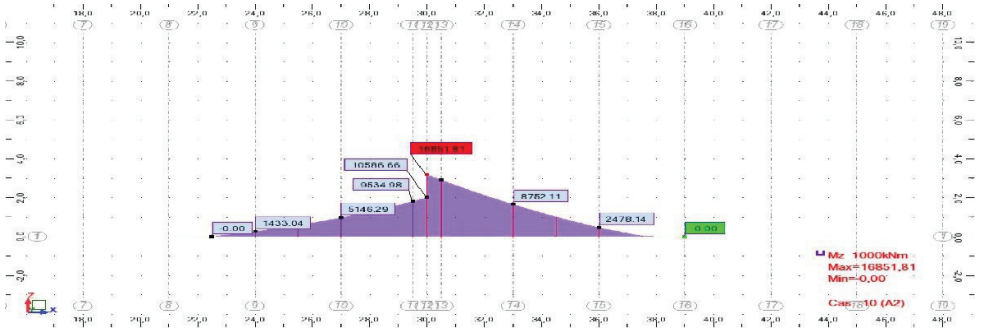
Annexes B.55. L'effort normal dans la phase de construction (4) sous la combinaison B1.



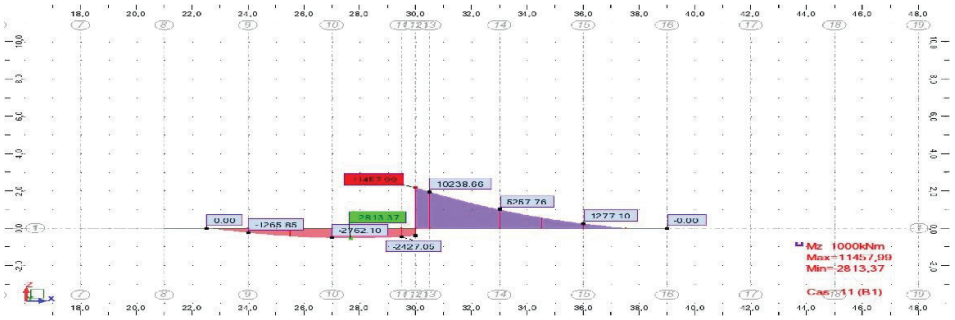
Annexes B.56. L'effort normal dans la phase de construction (4) sous la combinaison B2.



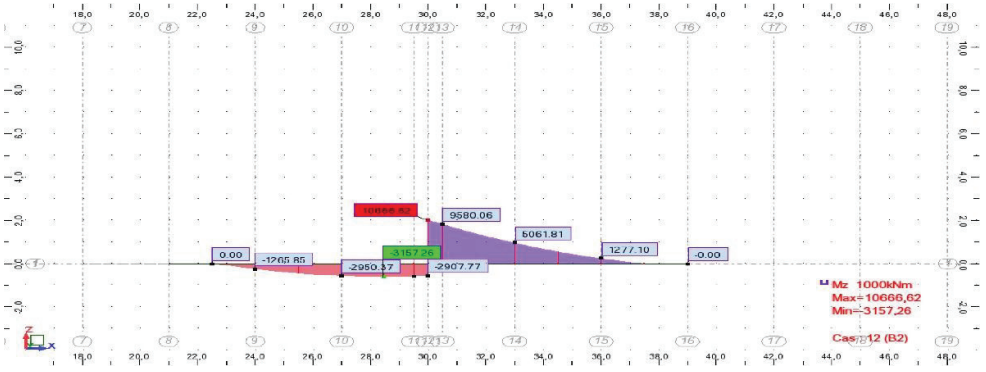
Annexes B.57. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A1.



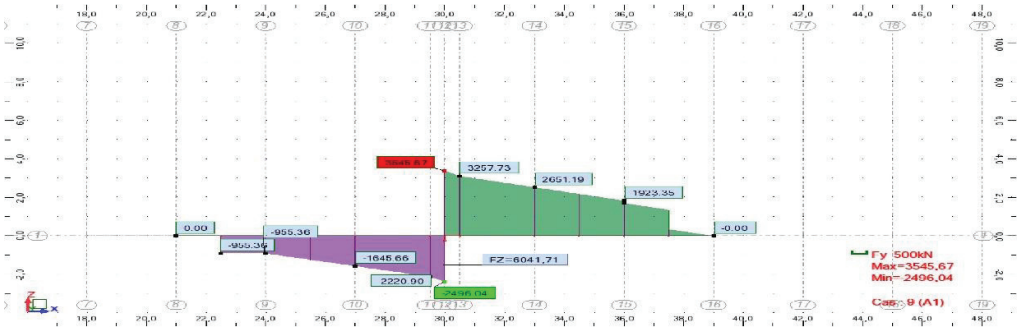
Annexes B.58. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A2.



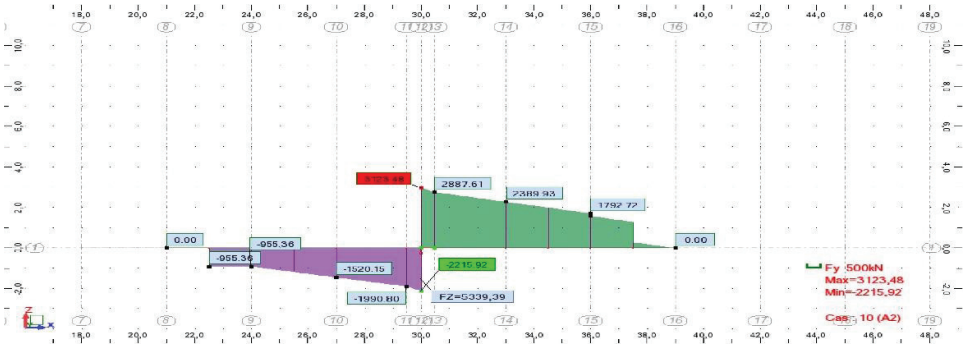
Annexes B.59. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B1.



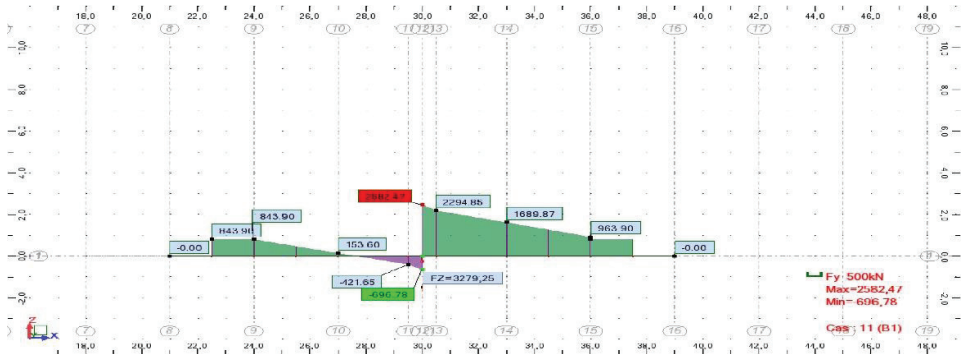
Annexes B.60. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B2.



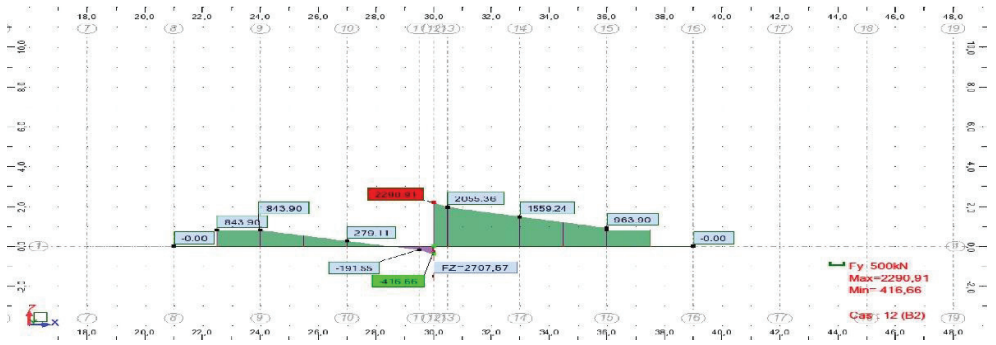
Annexes B.61. L'effort normal dans la phase de construction (3) sous la combinaison A1.



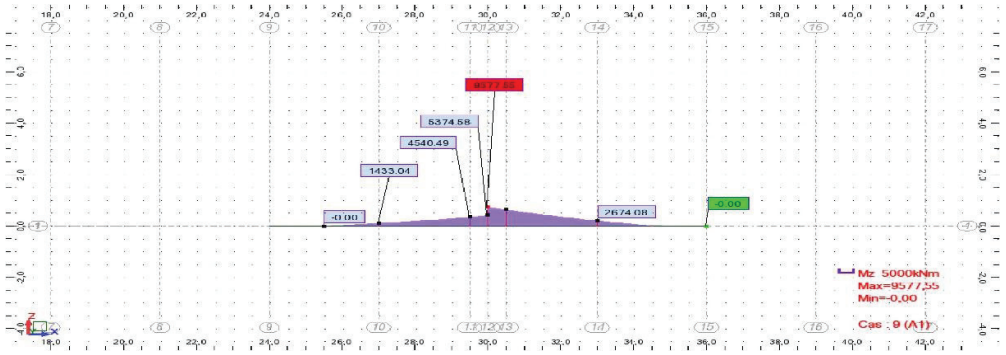
Annexes B.62. L'effort normal dans la phase de construction (3) sous la combinaison A2.



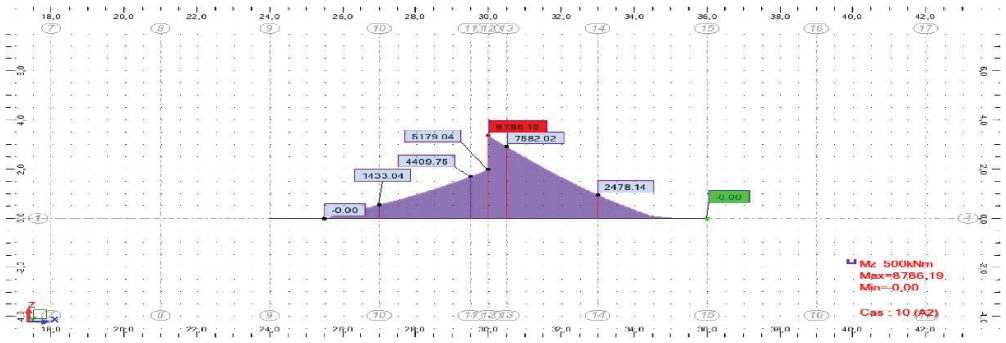
Annexes B.63. L'effort normal dans la phase de construction (3) sous la combinaison B1.



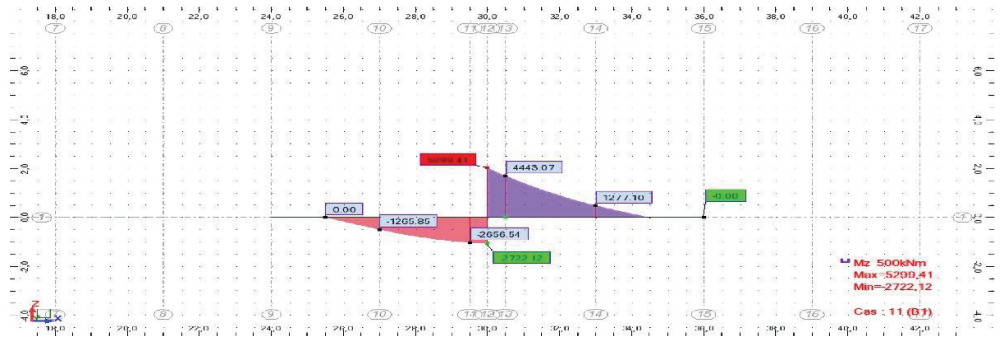
Annexes B.64. L'effort normal dans la phase de construction (3) sous la combinaison B2.



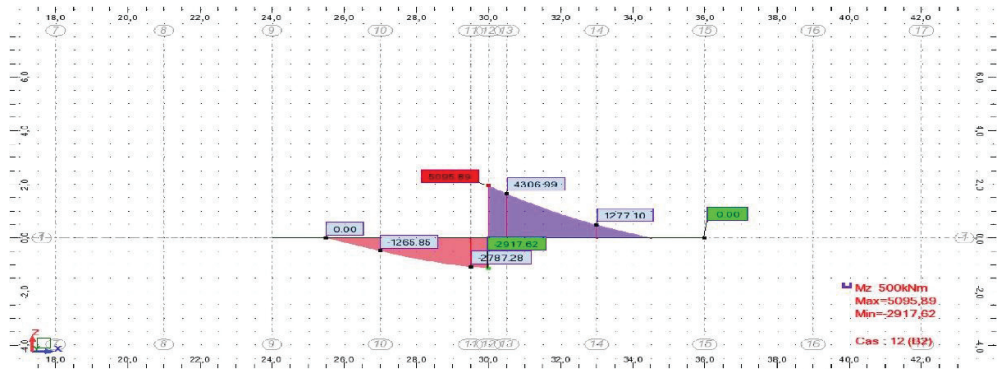
Annexes B.65. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A1.



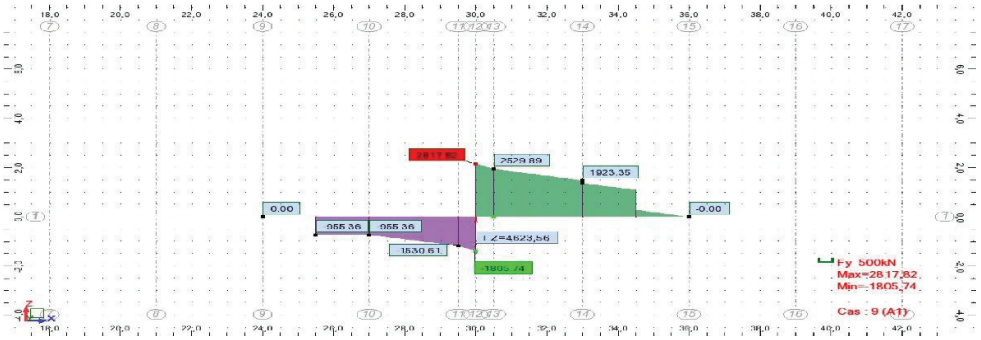
Annexes B.66. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A2.



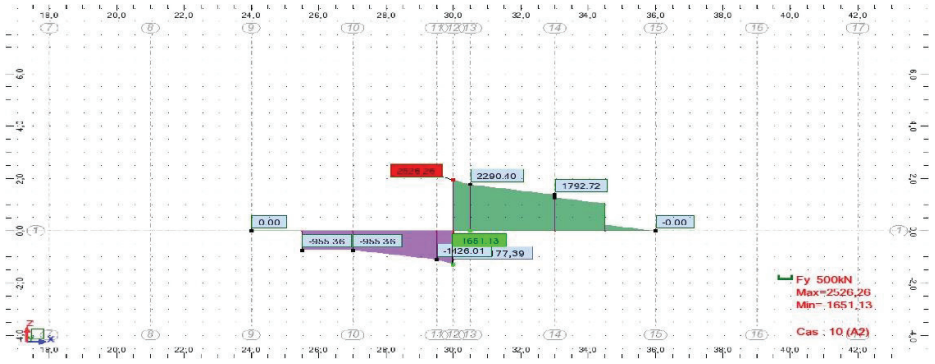
Annexes B.67. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B1.



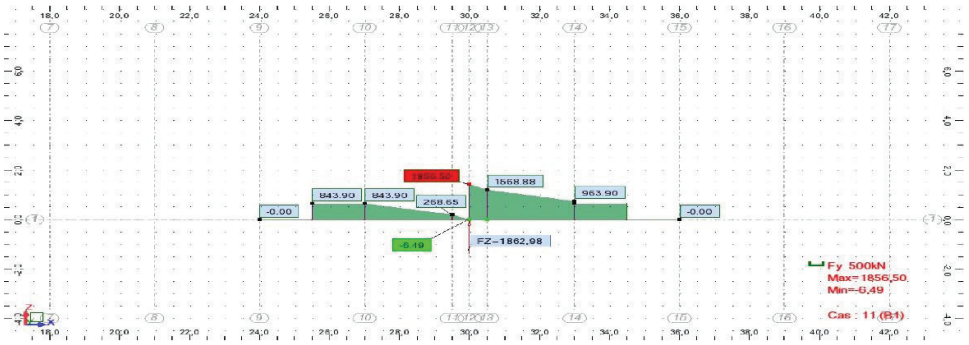
Annexes B.68. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B2.



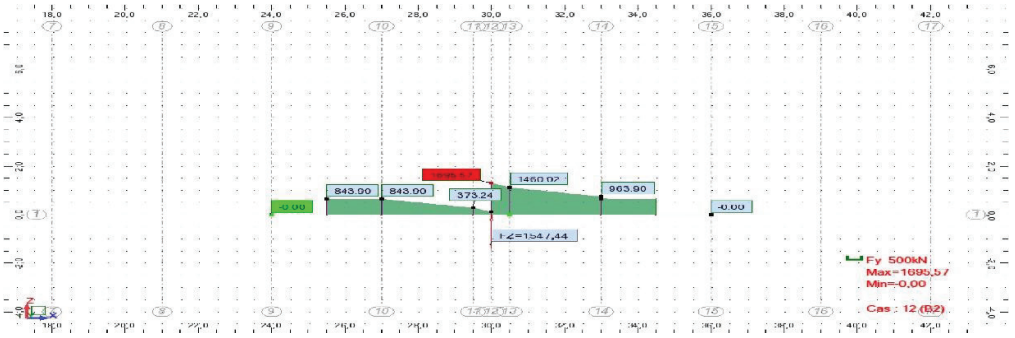
Annexes B.69. L'effort normal dans la phase de construction (2) sous la combinaison A1.



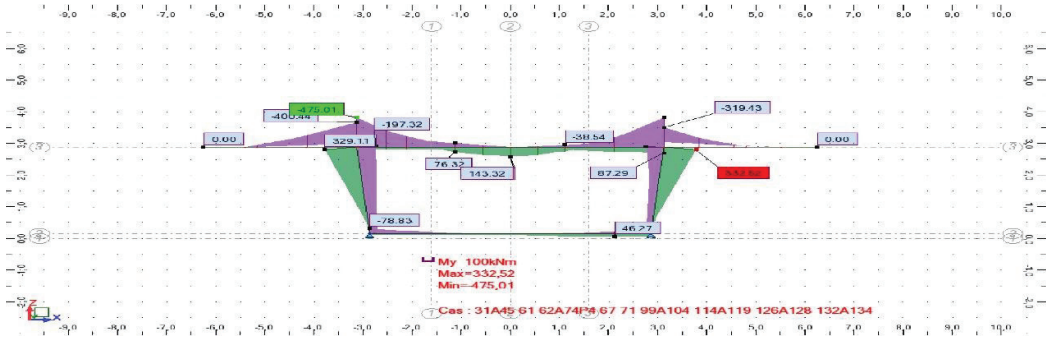
Annexes B.70. L'effort normal dans la phase de construction (2) sous la combinaison A2.



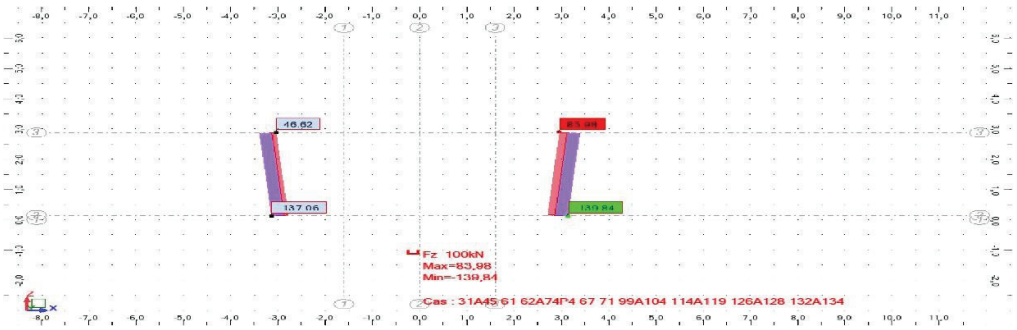
Annexes B.71. L'effort normal dans la phase de construction (2) sous la combinaison B1.



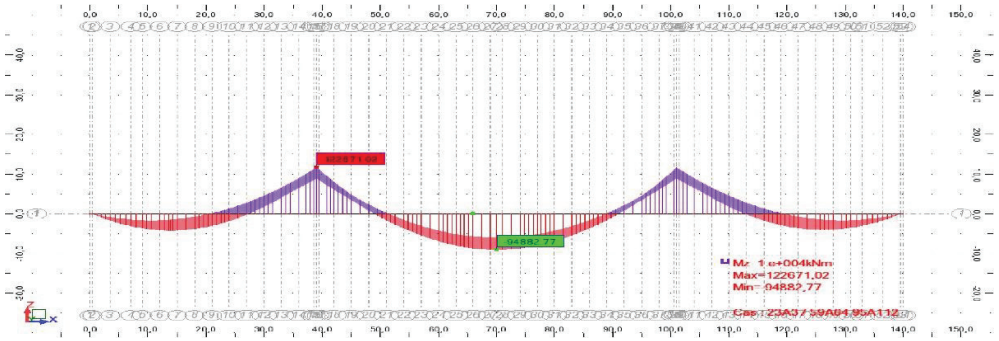
Annexes B.72. L'effort normal dans la phase de construction (2) sous la combinaison B2.



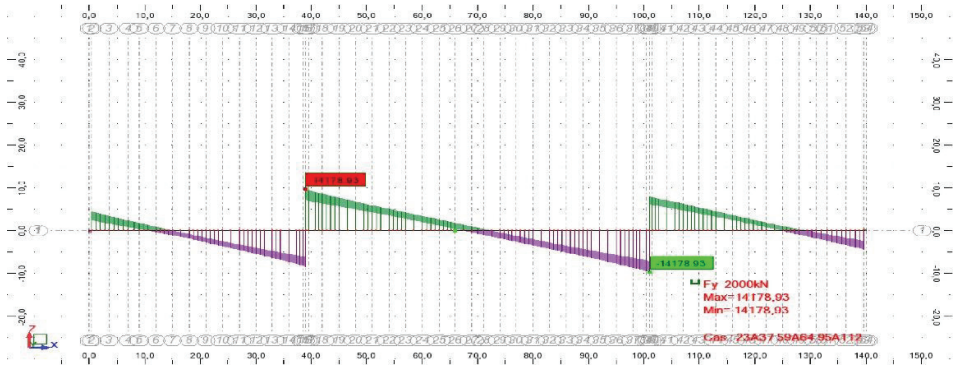
Annexes B.73. Moment fléchissant Max dans le voussoir VSC ELU.



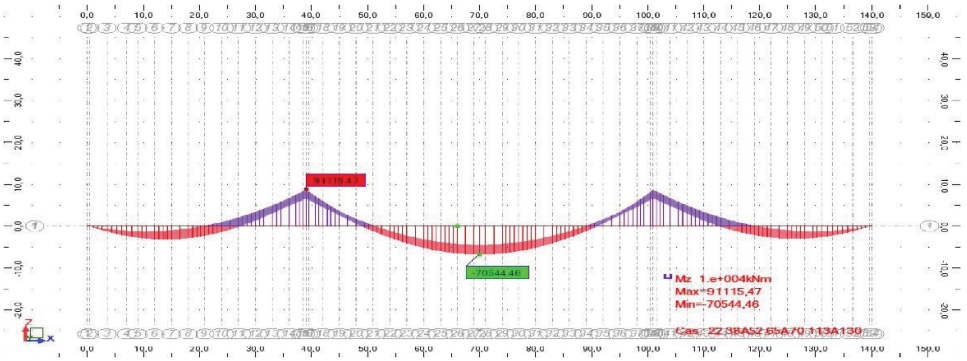
Annexes B.74. L'effort normal Max dans les âmes de voussoir VSC ELU.



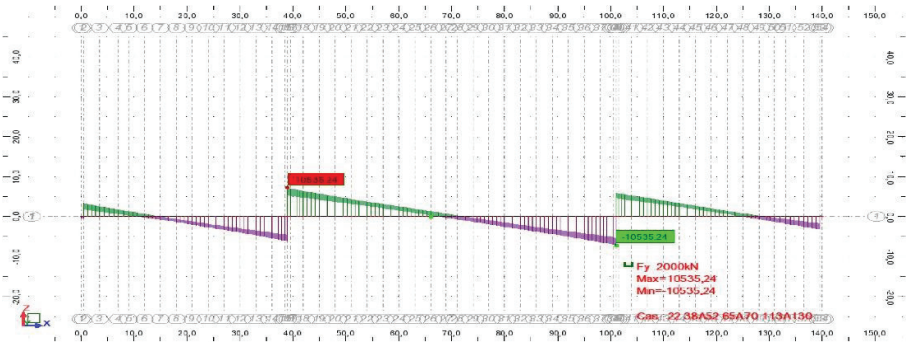
Annexes B.75. Moment fléchissant sous la combinaison Max a l'ELU.



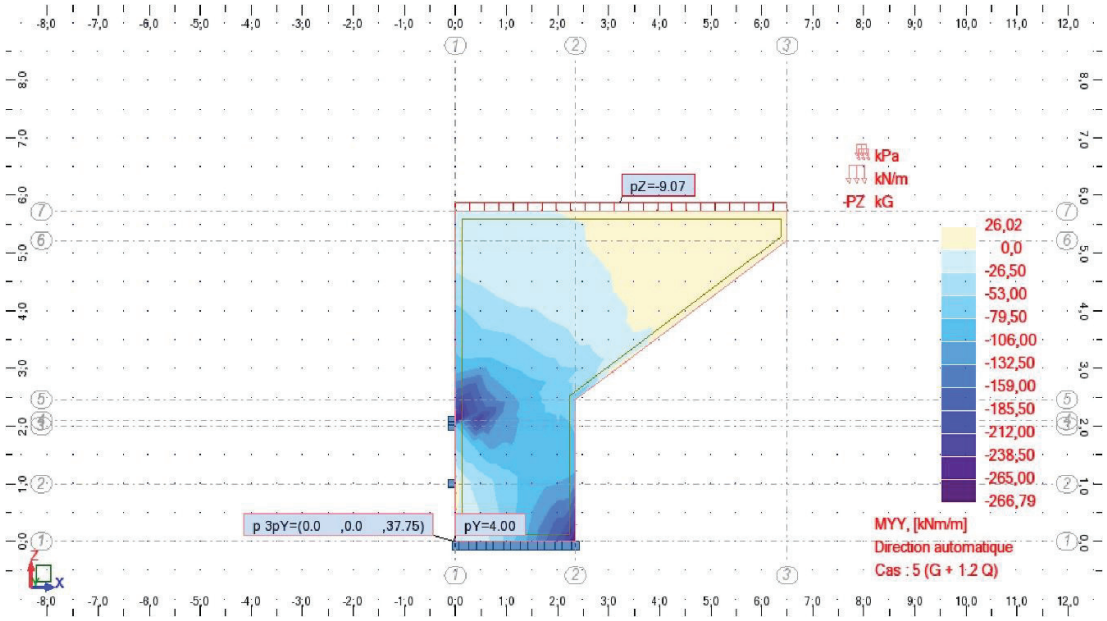
Annexes B.76. L'effort tranchant sous la combinaison Max a l'ELU.



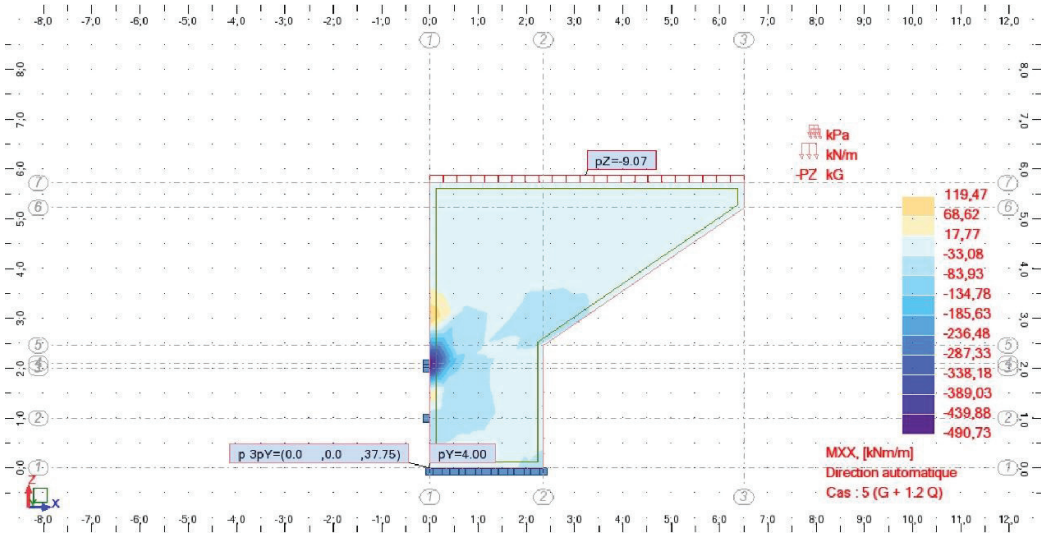
Annexes B.77. Moment fléchissant sous la combinaison Max a l'ELS.



Annexes B.78. L'effort tranchant sous la combinaison Max a l'ELU.



Annexes B.79.Cartographie du moment M $_{yy}$ sous la combinaison G+1.2Q



Annexes B.79.Cartographie du moment M_{xx} sous la combinaison G+1.2Q

ANNEXE C
LES TABLEAUX DE CALCUL

ENSTP 2018/2019

Annexes C.1. Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L) pour le cas 5.

Nombre de voies	S (m²)	A(l) (KN/m²)	F(KN)
1	452,2	4,67	97,81
2	904,4	4,67	182,26
3	1358	4,67	**256,12**

Annexes C.2. Coefficients de majoration dynamique des systèmes de charge bc ,bt et br pour le cas 5.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
bc	140	36416,8	1710	1,021
bt			768	1,02
br			100	1,01

Annexes C.3. Le nombre des câbles de précontraint avec les moments sur chaque fin voussoir.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	143079,63	1,617	1,384	17,169	20,418	1,234	77,71	38,68	40
Fin VSP	3	118707,81	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	55,85	27,80	40
Fin V01	6	96561,19	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	45,43	22,61	36
Fin V02	9	76598,11	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	36,04	17,94	32
Fin V03	12	58818,58	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	27,67	13,78	28
Fin V04	15	43222,60	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	20,33	10,12	24
Fin V05	18	29810,15	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	14,02	6,98	20
Fin V06	21	18581,25	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	8,74	4,35	16
Fin V07	24	9535,90	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	4,49	2,23	12
Fin V08	27	2674,08	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	1,26	0,63	8
Fin V09	30	0,00	1,853	1,147	11,203	8,655	0,997	0,00	0,00	4

Annexes C.4. Pertes dues aux frottements

Cables	L	α	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
C1	3,00	0	0	13,33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2	3,00	0	0	13,33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	3,00	0.334	0	120,96	108,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	3,00	0.334	0	120,96	108,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5	3,00	0.155	0	83,72	71,03	58,22	-	-	-	-	-	-	-	-
C6	3,00	0.271	0	83,72	71,03	58,22	-	-	-	-	-	-	-	-
C7	3,00	0.271	0	128,25	115,96	103,56	91,04	-	-	-	-	-	-	-
C8	3,00	0.466	0	128,25	115,96	103,56	91,04	-	-	-	-	-	-	-
C9	3,00	0.466	0	192,00	180,28	168,46	156,53	144,50	-	-	-	-	-	-
C10	3,00	0	0	192,00	180,28	168,46	156,53	144,50	-	-	-	-	-	-
C11	3,00	0	0	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-	-	-
C12	3,00	0	0	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-	-	-
C13	3,00	0	0	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-	-
C14	3,00	0	0	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-	-
C15	3,00	0	0	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-
C16	3,00	0	0	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	-	-	-
C17	3,00	0	0	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,63	26,54	13,33	-	-
C18	3,00	0	0	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,63	26,54	13,33	-	-
C19	3,00	0	0	128,07	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,61	39,63	26,54	13,33	-
C20	3,00	0	0	128,07	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,61	39,63	26,54	13,33	0
Moyenne				105,45	103,29	90,10	105,456	103,29	90,10	82,05	67,83	39,52	33,03	26,50
EN(%)				**7,09**	6,94	6,05	7,09	6,94	6,05	5,51	4,56	2,66	2,22	1,78

Annexes C.5. Pertes dues au recul d'encrage

N Cables	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
C1	3,00	0,000	0,0030	9,23	55,59	82,37	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2	3,00	0,000	0,0030	9,23	55,59	82,37	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	6,00	0,334	0,0141	4,25	-	52,61	178,78	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	6,00	0,334	0,0141	4,25	-	52,61	178,78	-	-	-	-	-	-	-	-
C5	9,00	0,155	0,0064	6,30	-	5,74	63,19	120,64	-	-	-	-	-	-	-
C6	9,00	0,155	0,0064	6,30	-	5,74	63,19	120,64	-	-	-	-	-	-	-
C7	12,00	0,271	0,0075	5,83	-	-	-	63,28	130,34	-	-	-	-	-	-
C8	12,00	0,271	0,0075	5,83	-	-	-	63,28	130,34	-	-	-	-	-	-
C9	15,00	0,466	0,0092	5,27	-	-	-	-	62,10	144,33	-	-	-	-	-
C10	15,00	0,466	0,0092	5,27	-	-	-	-	62,10	144,33	-	-	-	-	-
C11	18,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-	-	-
C12	18,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-	-	-
C13	21,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-	-
C14	21,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-	-

C15	24,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-
C16	24,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-	-
C17	27,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-
C18	27,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37	-
C19	30,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37
C20	30,00	0,000	0,0030	9,23	-	-	-	-	-	-	-	2,02	28,80	55,59	82,37
Moyenne					**5,56**	**14,07**	**26,89**	**23,24**	**31,90**	**38,46**	**33,76**	**42,20**	**55,59**	**68,98**	**82,37**
En (%)					**0,37**	**0,95**	**1,81**	**1,56**	**2,14**	**2,58**	**2,27**	**2,84**	**3,74**	**4,63**	**5,53**

Annexes C.6. Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension.

Abcs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	40	1,384	0,192	1,192	17,169	20,418	143,08	2,48	8,25	0,55
FIN VSP	40	1,147	0,192	0,955	11,203	8,655	118,71	2,47	24,60	1,65
FIN V1	36	1,147	0,178	0,969	11,203	8,655	96,56	2,47	24,72	1,66
FIN V2	32	1,147	0,181	0,966	11,203	8,655	76,60	2,49	24,37	1,64
FIN V3	28	1,147	0,186	0,961	11,203	8,655	58,82	2,50	23,26	1,56
FIN V4	24	1,147	0,192	0,956	11,203	8,655	43,22	2,54	21,95	1,48
FIN V5	20	1,147	0,150	0,997	11,203	8,655	29,81	2,56	20,59	1,38
FIN V6	16	1,147	0,150	0,997	11,203	8,655	18,58	2,55	17,68	1,19
FIN V7	12	1,147	0,150	0,997	11,203	8,655	9,54	2,54	14,22	0,96
FIN V8	8	1,147	0,150	0,997	11,203	8,655	2,67	2,53	10,29	0,69
FIN V9	4	1,147	0,150	0,997	11,203	8,655	0,00	2,53	5,46	0,37

Annexes C.7. Pertes totale instantanés

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
PERTES INSTANTANES	8,015	9,540	9,523	8,714	8,265	6,716	5,872	5,805	6,031	**6,223**	5,536

Annexes C.8. Pertes dues au fluage.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	40	1,38	0,192	1,192	17,169	20,418	143,08	2,46	40,21	2,70
FIN VSP	40	1,15	0,192	0,955	11,203	8,655	118,71	2,42	118,41	7,96
FIN V1	36	1,15	0,178	0,969	11,203	8,655	96,56	2,42	119,38	8,02

FIN V2	32	1,15	0,181	0,966	11,203	8,655	76,60	2,45	118,18	7,94
FIN V3	28	1,15	0,186	0,961	11,203	8,655	58,82	2,46	113,24	7,61
FIN V4	24	1,15	0,192	0,956	11,203	8,655	43,22	2,50	107,32	7,21
FIN V5	20	1,15	0,150	0,997	11,203	8,655	29,81	2,52	100,97	6,79
FIN V6	16	1,15	0,150	0,997	11,203	8,655	18,58	2,52	87,04	5,85
FIN V7	12	1,15	0,150	0,997	11,203	8,655	9,54	2,52	70,25	4,72
FIN V8	8	1,15	0,150	0,997	11,203	8,655	2,67	2,51	51,05	3,43
FIN V9	40	1,38	0,192	1,192	17,169	20,418	143,08	2,46	40,21	2,70

Annexes C.9. Pertes dues à la relaxation des câbles.

Abcs	N° cables	σ_{pi}	μ	μ_0	Δσrel (MPa)	En (%)
Axe VSP	40	1368,74	0,736	0,43	62,80	4,22
FIN VSP	40	1346,04	0,724	0,43	59,30	3,98
FIN V1	36	1346,30	0,724	0,43	59,34	3,99
FIN V2	32	1358,33	0,730	0,43	61,18	4,11
FIN V3	28	1365,01	0,734	0,43	62,22	4,18
FIN V4	24	1388,07	0,746	0,43	65,85	4,43
FIN V5	20	1400,62	0,753	0,43	67,86	4,56
FIN V6	16	1401,62	0,754	0,43	68,03	4,57
FIN V7	12	1398,26	0,752	0,43	67,48	4,54
FIN V8	8	1395,40	0,750	0,43	67,02	4,50
FIN V9	4	1400,17	0,753	0,43	67,79	4,56

Annexes C.10. Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
PERTES DIFFEREES	8,773	13,832	13,899	13,922	13,649	13,454	13,140	12,213	11,054	9,738	8,178
PERTES INSTANTANES	8,015	9,540	9,523	8,714	8,265	6,716	5,872	5,805	6,031	6,223	5,536
Total (%)	16,788	23,373	**23,422**	22,637	21,914	20,170	19,012	18,018	17,086	15,962	13,713

Annexes C.11. Le nombre des câbles de continuités avec les moments sur chaque fin voussoir (travée principale).

Voussoir	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
V13	12496,17	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	5,20	2,54	4
V14	28429,19	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	11,84	5,77	8
V15	42232,06	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	17,59	8,57	10
V16	53791,60	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	22,40	10,92	12
V17	62335,53	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	25,96	12,66	14
V18	67864,00	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	28,26	13,78	16
VSC	70376,92	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	29,31	14,29	16
V19	70376,87	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	29,31	14,29	16
V20	67864,01	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	28,26	13,78	16
V21	62335,54	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	25,96	12,66	16
V22	53791,59	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	22,40	10,92	14
V23	42232,1	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	17,59	8,57	12
V24	28485,94	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	11,86	5,78	10
V25	12442,72	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	5,18	2,53	8
V26	-16890,67	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	-7,03	-3,43	4

Annexes C.12. Le nombre des câbles de continuités avec les moments sur chaque fin voussoir (travée de rive).

voussoir	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
VC1	12877,58	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	5,36	2,61	4
VC2	23374,68	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	9,73	4,75	6
Clavage	27427,24	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	11,42	5,57	6
V9	30751,36	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	12,81	6,24	8
V8	31056,31	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	12,93	6,30	8
V7	28238,03	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	11,76	5,73	8
V6	22331,93	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	9,30	4,53	6
V5	13379,62	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	5,57	2,72	6
V4	1351,13	1,853	1,147	11,203	8,655	1,70	0,56	0,27	4

Annexes C.13. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M1 (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m^2)	i (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup1 (MPa)	σInf1 (MPa)	obser
début VC 01	-	0	0	0	0,00	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	0,00	0,00	0,00	Vérifiée
début VC 02	3,50	-8,2261	0	4	0,00	8,20	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,62	0,43	1,78	Vérifiée
début VSC C01-P01	7,00	-14,58705	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,65	0,84	2,36	Vérifiée
début V 01	9,00	-16,8173	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,65	1,07	1,99	Vérifiée
début V 02	12,00	-18,24732	4	8	8,20	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,58	2,90	2,75	Vérifiée
début V 03	15,00	-17,37892	8	8	16,41	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,58	4,60	2,49	Vérifiée
début V 04	18,00	-14,2121	12	8	24,61	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,51	6,17	2,43	Vérifiée
début V 05	21,00	-8,74687	16	6	32,82	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,65	7,39	1,71	Vérifiée
début V 06	24,00	-0,98322	20	6	41,02	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,45	8,63	2,18	Vérifiée
début V 07	27,00	9,07885	24	4	49,23	8,20	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,19	9,74	1,63	Vérifiée
début V 08	30,00	21,43934	28	0	57,43	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	0,00	10,31	0,71	Vérifiée
début V 09	33,00	36,09824	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	0,00	10,59	2,73	Vérifiée
début VSP P 01	36,00	53,05557	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,978	0,00	10,50	5,36	Vérifiée
AXE VSP P 01	39,00	72,34804	40	0	82,04	0,00	20,42	17,17	1,38	1,62	1,192	0,00	6,07	1,63	Vérifiée
début V 10	42,00	49,7102	40	0	82,04	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,955	0,00	12,41	4,74	Vérifiée
début V 11	45,00	29,40751	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,969	0,00	12,85	1,56	Vérifiée
début V 12	48,00	11,40324	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,966	0,00	12,91	-1,02	Vérifiée
début V 13	51,00	-4,30262	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,961	1,70	12,25	0,05	Vérifiée
début V 14	54,00	-17,71005	24	8	49,23	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,956	1,70	11,35	1,50	Vérifiée
début V 15	57,00	-28,81907	20	10	41,02	20,51	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,67	10,74	1,24	Vérifiée
début V 16	60,00	-37,62967	16	12	32,82	24,61	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	9,69	1,70	Vérifiée
début V 17	63,00	-44,14186	12	14	24,61	28,72	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,61	8,47	2,43	Vérifiée

début V 18	66,00	-48,35562	8	16	16,41	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	7,02	3,53	Vérifiée
début V VSC P01-P02	69,00	-50,27097	4	16	8,20	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	5,43	3,62	Vérifiée
début V 19	71,00	-50,27097	0	16	0,00	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,58	3,65	4,03	Vérifiée
début V 20	74,00	-48,35562	4	16	8,20	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	5,24	3,94	Vérifiée
début V 21	77,00	-44,14186	8	16	16,41	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,54	6,69	4,06	Vérifiée
début V 22	80,00	-37,62967	12	14	24,61	28,72	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,57	7,91	3,34	Vérifiée
début V 23	83,00	-28,81907	16	12	32,82	24,61	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	8,97	2,87	Vérifiée
début V 24	86,00	-17,71005	20	10	41,02	20,51	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	9,78	2,79	Vérifiée
début V 25	89,00	-4,30262	24	8	49,23	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,45	10,61	2,69	Vérifiée
début V 26	92,00	11,40324	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,20	11,27	1,62	Vérifiée
début V 27	95,00	29,40751	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	0,00	11,27	1,62	Vérifiée
début VSP P 02	98,00	49,7102	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,978	0,00	10,84	4,81	Vérifiée
AXE VSP P 02	98,00	72,34804	40	0	82,04	0,00	20,42	17,17	1,38	1,62	1,192	0,00	6,07	1,63	Vérifiée
début V 28	98,00	53,05557	40	0	82,04	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,955	0,00	12,07	5,29	Vérifiée
début V 29	98,00	36,09824	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,969	0,00	12,17	2,66	Vérifiée
début V 30	98,00	21,43934	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,966	0,00	11,88	0,64	Vérifiée
début V 31	98,00	9,07885	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,961	1,62	10,95	2,15	Vérifiée
début V 32	98,00	-0,98322	24	6	49,23	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,956	1,65	9,95	2,52	Vérifiée
début V 33	98,00	-8,74687	20	6	41,02	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	9,17	1,30	Vérifiée
début V 34	98,00	-14,2121	16	8	32,82	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	7,85	2,20	Vérifiée
début V 35	98,00	-17,37892	12	8	24,61	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	6,39	2,08	Vérifiée
début V 36	98,00	-18,24732	8	8	16,41	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,51	4,80	2,17	Vérifiée
début VSC P01-P02	98,00	-16,8173	4	6	8,20	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	2,86	1,59	Vérifiée
début V 38	133,00	-14,58705	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,45	1,09	1,95	Vérifiée
début V 39	136,50	-8,2261	0	4	0,00	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,19	0,79	1,20	Vérifiée

σSup1 (MPa)	**σInf1 (MPa)**
0,00	-1,02
12,91	5,36

Annexes C.14. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Desg	X (m)	M1 (MN.m)	M2 (MN.m)	n câbles fléau	n câbles Cont	P F	P C	s (m^2)	i (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup1 (MPa)	σInf1 (MPa)	σSup2 (MPa)	σInf2 (MPa)	obs
début VC 01	-	0,00004	-0,00198	0	0	0,00	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	vérifiée
début VC 02	3,50	-6,68279	-13,32254	0	4	0,00	8,20	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,62	0,27	2,04	0,95	0,94	vérifiée
début VSC C01-P01	7,00	-11,31937	-24,23941	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,65	0,51	2,90	1,83	0,76	vérifiée
début V 01	9,00	-12,5729	-28,49799	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,000	1,65	0,63	2,69	2,27	0,06	vérifiée
début V 02	12,00	-12,54969	-32,18637	4	8	8,20	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,58	2,32	3,69	4,33	0,44	vérifiée
début V 03	15,00	-10,24214	-32,63527	8	8	16,41	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,58	3,87	3,67	6,16	-0,04	vérifiée
début V 04	18,00	-5,65048	-29,8449	12	8	24,61	16,41	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,51	5,29	3,84	7,77	-0,16	vérifiée
début V 05	21,00	1,22553	-23,81503	16	6	32,82	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,65	6,37	3,35	8,93	-0,79	vérifiée
début V 06	24,00	10,38574	-14,54581	20	6	41,02	12,31	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,45	7,47	4,06	10,02	-0,07	vérifiée
début V 07	27,00	21,83023	-2,03716	24	4	49,23	8,20	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	1,19	8,43	3,74	10,87	-0,21	vérifiée
début V 08	30,00	35,55896	13,55497	28	0	57,43	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	0,00	8,86	3,05	11,11	-0,59	vérifiée
début V 09	33,00	51,57191	31,52513	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,997	0,00	9,01	5,29	11,06	1,97	vérifiée
début VSP P 01	36,00	69,86915	50,0814	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,853	0,978	0,00	8,77	8,14	10,80	4,87	vérifiée
AXE VSP P 01	39,00	91,11547	68,84492	40	0	82,04	0,00	20,42	17,17	1,38	1,62	1,192	0,00	4,55	3,39	6,35	1,30	vérifiée
début V 10	42,00	62,79547	47,07668	40	0	82,04	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,955	0,00	11,07	6,90	12,68	4,30	vérifiée
début V 11	45,00	37,35671	26,67053	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,969	0,00	12,04	2,87	13,13	1,10	vérifiée
début V 12	48,00	18,24314	6,08692	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,966	0,00	12,21	0,12	13,45	-1,89	vérifiée
début V 13	51,00	2,09557	-12,49617	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,961	1,70	11,59	1,11	13,09	-1,30	vérifiée
début V 14	54,00	-11,7678	-28,42919	24	8	49,23	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,956	1,70	10,74	2,48	12,45	-0,28	vérifiée
début V 15	57,00	-23,34683	-42,23206	20	10	41,02	20,51	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,67	10,18	2,14	12,12	-0,98	vérifiée
début V 16	60,00	-32,64174	-53,7916	16	12	32,82	24,61	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	9,18	2,53	11,35	-0,97	vérifiée
début V 17	63,00	-39,6523	-62,33553	12	14	24,61	28,72	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,61	8,01	3,17	10,34	-0,58	vérifiée
début V 18	66,00	-44,08459	-67,864	8	16	16,41	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	6,58	4,24	9,02	0,31	vérifiée
début VSC P01-P02	69,00	-45,98811	-70,37692	4	16	8,20	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	4,99	4,33	7,49	0,30	vérifiée
début V 19	71,00	-45,98807	-70,37687	0	16	0,00	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,58	3,21	4,74	5,70	0,70	vérifiée
début V 20	74,00	-44,0846	-67,86401	4	16	8,20	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	4,80	4,65	7,23	0,71	vérifiée
début V 21	77,00	-39,82693	-62,33554	8	16	16,41	32,82	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,54	6,25	4,78	8,56	1,05	vérifiée
début V 22	80,00	-32,99362	-53,7916	12	14	24,61	28,72	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,57	7,44	4,10	9,57	0,66	vérifiée
début V 23	83,00	-23,90516	-42,2321	16	12	32,82	24,61	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	8,46	3,69	10,34	0,66	vérifiée
début V 24	86,00	-12,56164	-28,48594	20	10	41,02	20,51	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	9,26	3,64	10,89	1,01	vérifiée
début V 25	89,00	1,03698	-12,44272	24	8	49,23	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,45	10,07	3,57	11,45	1,34	vérifiée
début V 26	92,00	16,89067	6,12041	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,20	10,71	2,53	11,82	0,75	vérifiée
début V 27	95,00	35,37029	26,66528	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	0,00	10,66	2,61	11,56	1,17	vérifiée
début VSP P 02	98,00	60,79805	47,07652	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,978	0,00	9,70	6,64	11,11	4,37	vérifiée
AXE VSP P 02	98,00	90,48775	90,48775	40	0	82,04	0,00	20,42	17,17	1,38	1,62	1,192	0,00	4,60	3,33	4,60	3,33	vérifiée
début V 28	98,00	69,86915	50,08122	40	0	82,04	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,955	0,00	10,35	8,07	12,38	4,80	vérifiée

début V 29	98,00	51,57193	31,48226	36	0	73,84	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,969	0,00	10,58	5,22	12,64	1,90	vérifiée
début V 30	98,00	35,55896	13,63327	32	0	65,64	0,00	8,65	11,20	1,15	1,85	0,966	0,00	10,44	2,98	12,68	-0,65	vérifiée
début V 31	98,00	21,83027	-1,35113	28	4	57,43	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,961	1,62	9,64	4,26	12,02	0,42	vérifiée
début V 32	98,00	10,38573	-13,37962	24	6	49,23	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,956	1,65	8,79	4,40	11,22	0,47	vérifiée
début V 33	98,00	1,22553	-22,33193	20	6	41,02	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	8,15	2,95	10,56	-0,95	vérifiée
début V 34	98,00	-5,65046	-28,23803	16	8	32,82	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	6,97	3,62	9,28	-0,12	vérifiée
début V 35	98,00	-10,24219	-31,05631	12	8	24,61	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,58	5,66	3,26	7,79	-0,18	vérifiée
début V 36	98,00	-12,54968	-30,75207	8	8	16,41	16,41	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,51	4,21	3,11	6,08	0,10	vérifiée
début VSC P01-P02	98,00	-12,57289	-27,42724	4	6	8,20	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,997	1,65	2,42	2,29	3,94	-0,17	vérifiée
début V 38	133,00	-11,31937	-23,37468	0	6	0,00	12,31	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,45	0,76	2,49	1,99	0,50	vérifiée
début V 39	136,50	-6,68279	-12,87758	0	4	0,00	8,20	8,65	11,20	1,15	1,85	0,000	1,19	0,63	1,45	1,27	0,43	vérifiée

Annexe C.15.Evaluation des charges statiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge) .

Désignation	N (kN)	H (kN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	837,027	/	0,4331	5,496	362,516	/
Corbeau	0	/	0	0	0,000	/
Mur frontal	1082,8125	/	-0,675	3,05	-730,898	/
Mur en retour	478,3005	/	2,3331	5,503	1115,923	/
Semelle	3960	/	0	1	0,000	/
DDT	345	/	2,655	6,6702	915,975	/
Poids des terres sur talon	2980,2256	/	1,8019	4,6401	5370,069	/
Poussées des terres	/	2281,426752	0	-2,573333333	/	-5870,872
Poussées 1t/m2	0	220,95216	0	-4,86	0,000	-1073,827
Poids 1t/m3	330,6	0	1,58	0	522,348	0,000
La Somme	9683,37	2502,38	/	/	7555,93	-6944,70

Annexe C.16.Evaluation des charges statiques (réaction tablier et ces surcharge) .

Tablier	3097,620	0,000	0,000	9,750	0,000	/
(Al)	311,846	0,000	0,000	9,750	0,000	/
(Bc)	211,788	0,000	0,000	9,750	0,000	/
Mc120	205,718	0,000	0,000	9,750	0,000	/
D240	348,892	0,000	0,000	9,750	0,000	/
St	6,676	1,000	1,000	9,750	6,676	/
Hf+r	/	362,880	/	9,750	/	3538,080
HT°	/	64,512	/	9,750		628,992
FreinageAl	/	12,882	/	9,750	/	125,600
FreinageBc	/	14,534	/	9,750	/	141,707

Annexe C.17.Evaluation des charges sismiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge).

Désignation	*N (kN)*	*H (kN)*	*l_{FV}/o (x/o)*	*l_{FH}/O/a (y/a,o)*	*M_{FV}/o*	*M_{FH}/o*
MGG	75,33	251,108	0,433	5,496	32,626	1380,090
Corbeau	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Mur frontal	97,45	324,844	-0,675	3,050	-65,781	990,773
Mur en retour	43,05	143,490	2,333	5,503	100,433	789,626
Semelle	356,40	1188,000	0,000	1,000	0,000	1188,000
DDT	31,05	103,500	2,655	6,670	82,438	690,366
Poids des terres sur talon	268,22	894,068	1,802	4,640	483,306	4148,563
Somme	871,50	2905,01	/	/	633,02	9187,42

Annexe C.18.Evaluation des charges sismiques due à la poussée des terres.

Désignation	*N (kN)*	*H (kN)*	*l_{FV}/o (x/o)*	*l_{FH}/O/a (y/a,o)*	*M_{FV}/o*	*M_{FH}/o*
Pad (1+kv)	0,00	3755,691	0,000	-2,573	0,000	-9664,645
Pad (1-kv)	0,00	4168,992	0,000	-2,573	0,000	-10728,206

Annexe C.19. Efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	**N (t)**	**H (t)**	**l_{FV}/o (x/o)**	**l_{FH}/O/a (y/a,o)**	**M_{FV}/o**	**M_{FH}/o**
MGG	837,027	/	1,108	3,496	927,510	/
Mur frontal	1082,813	/	0,000	1,050	0,000	/
DDT	172,500	/	1,580	4,670	272,550	/
Poussées des terres	/	1252,460	/	-1,907	/	-2388,02
Poussées 1t/m²	0,000	220,952	/	-2,860	0,000	-631,923

Annexe C.20. Efforts dues au tablier

Tablier	3097,620	0,000	-0,130	/	-639,248	/
Surcharge (Al)	1559,230	0,000	-0,130	/	-175,188	/
Surcharge excpt (Bc)	1058,940	0,000	-0,130	/	-189,420	/
Surcharge Mc120	1028,590	0,000	-0,130	/	-138,805	/
Surcharges excpt D240	1744,460	0,000	-0,130	/	-226,659	/
St	33,380	0,000	-0,130	/	-4,339	/
Hf+r	/	80,540	/	-2,100	/	-169,134
HT°		32,216	/	-2,100		-67,653
Freinage Al	/	77,023	/	-2,100	/	-161,749
Freinage Bc	/	150,000	/	-2,100	/	-315,000

ANNEXE D
FERRAILLAGE

ENSTP 2018/2019

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR A LA CLEF

Hourdis supérieure (calcul de section en flexion simple)

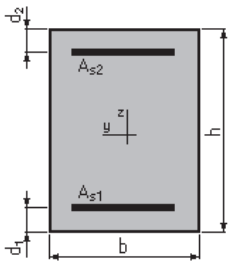
Nappe supérieure e=0.5

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	355,89
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 39,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,89 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = 355,89 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 18,0 (cm)
Bras de levier: Z = 39,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 228,6 (MPa)

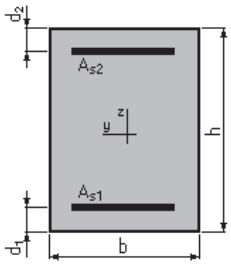
Nappe supérieure e=0.25

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	107,46	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 27,9 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 1,39 (%)

minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 107,46 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)
Bras de levier: Z = 16,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Hourdis inférieure (calcul de section en flexion simple)

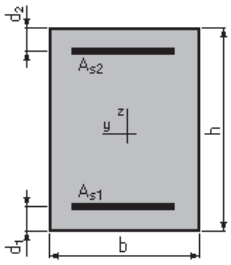
Nappe inferieure

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	34,76	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 6,6 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 0,26 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 34,76 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,1 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 21,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 228,6

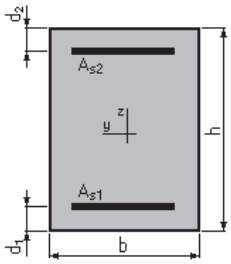
(MPa) **Nappe supérieure**

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	58,91
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 11,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 0,46 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = 58,91 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 7,7 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 228,6

(MPa)

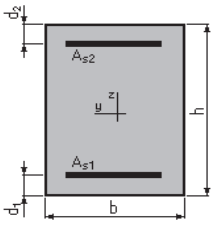
L'AME (calcul de section en flexion composée)

1. **Hypothèses:**

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul en poteau
  * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	13,99	249,73

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 30,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 1,36 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 13,99 (kN) M = 249,73 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,2 (cm)
Bras de levier: Z = 35,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 228,6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 70,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

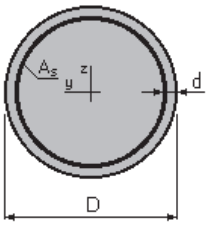
FERRAILLAGE DES PIEUX (PILE)

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_Z** (kN*m)
1.	ELA	1433,30	-34,72	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 1436,30 (kN) M_y = -34,59 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,46 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 149,1 (cm)

Bras de levier: Z = 54,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,05 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: σ_S' = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

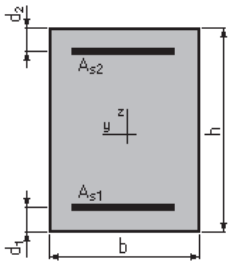
Mur garde grève (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	216,94	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	162,05	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,6 (cm2)
théorique ρ = 0,43 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 216,94 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,9 (cm)

Bras de levier: Z = 42,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,80 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 162,05 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)
Bras de levier: Z = 40,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

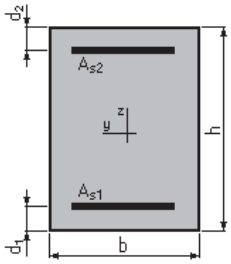
Dalle de transition (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m) **M_{min}** (kN*m)

Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	106,03	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	78,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 17,3 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,69 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 106,03 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,60 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,26 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 78,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

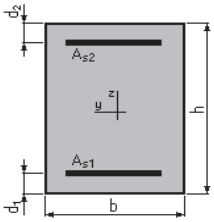
Mur frontal (calcul de section en flexion composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul en poteau
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	7101,09	179,02
2.	ELU	9501,21	234,68

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 16,5 (cm2) Section théorique A_{S2} = 16,5 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 33,0 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 825,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 7101,09 (kN) M = 179,02 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,57
Position de l'axe neutre: y = 1028,9 (cm)
Bras de levier: Z = 79,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_S' = 67,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 9501,21 (kN) M = 234,68 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,72 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 203,7 (cm)
Bras de levier: Z = 78,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,06 (‰)
Contrainte de l'acier:
Comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Mur en retour (calcul de section en flexion simple)

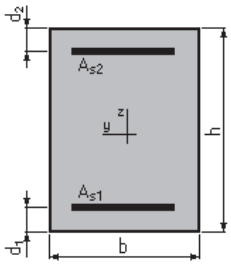
- Sens horizontal

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	338,18	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 47,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,2 (cm2)
théorique ρ = 1,20 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 338,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,8 (cm)
Bras de levier: Z = 34,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

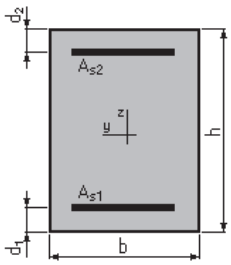
- Sens vertical

1. hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	238,50	0,00

Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 33,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,2 (cm2)
théorique ρ = 0,83 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 238,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,6 (cm)
Bras de levier: Z = 34,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)