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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

ETUDE D'UN PONT AU PK17+300 SUR LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LA WILAYA DE MASCARA A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :
KEHLI Chakib

Encadré par :
Mr BABAKHOUYA Y.
Mme KHOUAS Z.

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents,

A ma mère qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieuxdesseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il vous portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, Et te protège et te garde en bonne santé.

A mon frère Alaa Eddine et mes sœurs Hanae et Feryal.

A Toutes ma famille

A mon chère oncle ancien étudiant de l'école KEHLI Ahmed.

A ma meilleure amie : HEMICI Mohamed Amine.

A mes amies : Abdelhak, Oussama, Saadeddinne, Amine, Yacine, Younes, Aymen, Mohamed, Mhad, Aghilas, Ayoube, Adel, Abdelhamide, Akram, Chawki, Mahieddine, Tayeb, Youcef, Amar.

A tous mes amies non mentionner

A tous mes engrenant depuis le primaire.

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

A toute la famille ENSTP

CHAKIB KEHLI

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitudesà **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulièreque je remercie mon cher encadreur **Mr BABAKHOUYA Youcef**.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon Co-encadreur **Mme KHOUAS Zohra.**

Également au personnel de l'**ADA** de MASCARA ;

Mr FERTASSE et **Mr HAYENI Belkacem** pour leur précieuseaide et confortable accueil.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leur formation et examination.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

شرق-غرب السريع بولاية معسكرة بطول 180 متر وعرض 11.25 متر من خط الطريق الغرض من هذا العمل هو دراسة جسر يقع ضمن الذي يربط طريق PK 17+300

بدأت عملي ببحث ببليوغرافي عن المساند يتكون الجسر من خمسة امتدادات ، يرتكز على ستة دعامات بسيطة.

تم إجراء هذه الدراسة باستخدام اللوائح المستخدمة في الجزائر مثل

RPOA2008 و RCPR2008 و BPEL91 و BAEL91 .

يشمل العمل الذي يتعين القيام به دراسة البنية الفوقية والبنية التحتية ، بما في ذلك حساب الإجهاد المسبق ، والدراسة الزلزالية وتحديد مقاسات العناصر الهيكلية المختلفة

يتم إجراء دراسة سطح الجسر من خلال النمذجة على برنامج الحساب

. ROBOT STRUCTURAL ANALYSI PROFESSIONAL 2019

أما بالنسبة للخطط ، فهي مصنوعة باستخدام برنامج رسم AutoCAD 2019 .

Résumé

L'objet de ce travail consiste à faire l'étude d'un pont situé du PK 17+300 sur une longueur de 180 mètres et de largeur de 11.25 m, de la ligne routière reliant l'Autoroute Est-Ouest à la Wilaya de MASCARA.
J'ai entamé mon travail par une recherche bibliographique sur les appareils d'appui.
Le pont composé de cinq travées, repose sur six appuis simples.
Cette étude est faite en utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008.
Le travail à effectuer comporte l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.
L'étude du tablier est effectuée par une modélisation sur le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019. Quant aux plans, ils sont réalisés grâce au logiciel de dessin AutoCAD 2019.

Abstract

The purpose of this work is to study a bridge located from PK 17 + 300 with a length of 180 meters and a width of 11.25 m, from the road line connecting the East-West Motorway to the Wilaya of MASCARA. I started my work with a bibliographic research on support structures. The bridge consists of five spans, resting on six simple supports. This study is made using the regulations used in Algeria such as BAEL 91, BAEL 91, RCPR2008, RPOA 2008. The work to be performed includes the study of the superstructure and the infrastructure, with the calculation of the prestressing, the seismic study and the sizing of the various structural elements. The study of the deck is carried out by modelling on the ROBOT calculation software STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019. As for the plans, they are produced using AutoCAD 2019 drawing software

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

I. CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. HISTORIQUE 2
I.3. FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI 2
I.3.1. Les fonctions habituelles 2
I.3.2. Les fonctions optionnelles 3
I.3.3. Les dispositifs complémentaires 3
I.4. DESCRIPTION DES DIFFERENTS TYPES D'APPAREILS D'APPUI 4
I.4.1. Appareils d'appui en béton 4
I.4.2. Appareils d'appui métalliques 5
I.4.3. Appareils d'appui en caoutchouc fretté 7
I.4.4. Appareils d'appui à pot 8
I.4.5. Appuis parasismiques 10
I.5. CONCLUSION 10

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION 11
II.2. PRESENTATION DU PROJET 11
II.2.1. But de l'étude 11
II.2.2. Situation du projet 11
II.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage 12
II.3. LES DONNEES DE PROJET 13
II.3.1. Les données fonctionnelles 13
II.3.2. Les données naturelles 14
II.3.2.2. Etat des lieux 15
II.4. CONCLUSION 16

CHAPITRE III : DIMENSIONEMENT DU PONT VIPP

III.1. TECHNIQUE DU PROCEDE 17
III.2. DOMAINE D'EMPLOI 17
III.2.1. Généralités 17
III.2.2. Les avantages et les inconvénients du pont VIPP 18
III.3. CONCEPTION DU TABLIER 19
III.3.1. Choix des portées 19
III.3.2. Adaptation à la courbure en plan 19
III.3.3. Positionnement des poutres de rive 20
III.3.4. Entraxe des poutres 20
III.3.5. Nombres des poutres 20
III.3.6. Profil des poutres 21
III.3.7. Hourdis 23
III.3.8. Les entretoises d'about 23
III.4. PRESENTATION FINALE 23
III.4.1. Vue en 3D 23

CHAPITRRE IV : HYPOTHÈSE DE CALCUL

IV.1. LES NORMES 26

IV.2. MODELES DE CALCUL 26
IV.2.1. Présentation du programme ROBOT 26
IV.2.2. Modélisation 27
IV.3. ACTIONS ET JUSTIFICATION DE CALCUL 27
IV.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 27
IV.4.1. Le béton 27

IV.4.2. Les armatures 28
IV.5. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES 28
IV.5.1. Béton 28
IV.5.2. Les armatures 30

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES

V.1. LES ACTIONS 31
V.1.1. Les actions hors trafic 31
V.1.2. Les actions dues au trafic 31
V.1.3. Les actions accidentelles 31
V.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC 32
V.2.1. Actions permanentes 32
V.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC 33
V.3.1. Charge à considérer 33
V.3.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont 33
V.3.3. Système de charge A 35
V.3.4. Système de charge B 35
V.3.5. Coefficient de majoration dynamique 38
V.3.6. Efforts de freinage 38
V.3.7. Charges militaires : Mc 120 39
V.3.8. Convoi exceptionnel : D240 39
V.4. ACTIONS SISMIQUES 40
V.5. LES COMBINAISONS 41
V.5.1. Etats limites 41
V.5.2. Valeurs caractéristiques des actions 41
V.5.3. Formes générales des combinaisons d'actions 42

CHAPITRE VI : MODÉLISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

VI.1. DEFINITION 43
VI.2. PRESENTATION DU LOGICIEL DE MODELISATION 43
VI.3. MODELISATION DE L'OUVRAGE 44
VI.3.1. Modèle Structurel 44
VI.3.2. Les étapes de modélisation 44
VI.3.3. Modélisation des éléments de la structure 44
VI.3.4. Modélisation des charges et surcharges 46
VI.4. RESULTATS 50
VI.5. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE *RPOA-2008* 53
VI.5.1. Caractéristiques relatives à l'étude sismique 53
VI.5.2. Spectre de dimensionnement 53
VI.5.3. Effet de séisme 53
VI.5.4. Evaluation de l'effort sismique longitudinale 54
VI.5.5. Evaluation de l'effort sismique vertical : 57
VI.5.6. Composante verticale : 58
VI.5.7. Combinaison sismique des directions : 60
VI.6. EFFORT DU A LA VARIATION LINEAIRE 60
VI.6.3. Calcul des efforts dus à variation linéaire 60

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES

VII.1. NOTION DE BASE SUR LA PRECONTRAINTE 61
VII.1.1. Le principe du béton précontraint 61
VII.1.2. Types de précontrainte 61
VII.1.3. La précontrainte par post-tension de l'acier 61
VII.1.4. La géométrie des câbles de précontrainte 63
VII 2. CALCUL DE LA SECTION DE PRECONTRAINTE 63
VII.2.1. Notations 63
VII.2.2. Contraintes normales du béton 65
VII.2.3. Valeur minimale de la précontrainte en service 66
VII.3. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 70

VII.3.1. Principe 70
VII.3.2. Détermination du tracé 70
VII.4. CALCUL DES PERTES 73
VII.4.1. Définition 73
VII.4.2. Tension a l'origine 73
VII.4.3. Pertes de tension instantanées 73
VII.4.4. Pertes différées 77
VII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES 79
VII.5.1. Phases de vérification 79
VII.5.2. Les sections de vérification 80
VII.5.3. Hypothèses de calcul 80
VII.5.4. Justifications de la poutre à l'ELS 83
VII.5.5. Justifications de la poutre à l'ELU 95

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES

VIII.1. CALCUL DES DEFORMATIONS 98

VIII.1.1. Flèches et contre flèches 98
VIII.1.2. Déplacements horizontaux 100
VIII.2. ETUDE DE L'HOURDIS 101
VIII.2.1. Hypothèse de calcul 101
VIII.2.2. Modélisation et évaluation des efforts 101
VIII.2.3. FERRAILLAGES 103
VIII 3. ETUDE DE L'ENTRETOISE 104
VII.3.1. Principe de ferraillage 104
VIII.3.2. Modélisation et évaluation des efforts 104
VIII.3.3. Ferraillage 107
VIII.4. ETUDE DE L'APPAREIL D'APPUI 108
VIII.4.1. Choix du type d'appareil 108
VIII.4.2. Constitution de l'appareil d'appuis en élastomère fretté 108
VIII.4.3. Dimensionnement / Selon Guide Technique SETRA. 109
VIII.4.4. Vérifications du dimensionnement 112
VIII.4.5. Les plaques de fixation 116
VIII.5. JOINT DE CHAUSSEE 116
VIII.5.1. Définition 116
VIII.5.2. Dimensionnement 117

CHAPITRE IX : ÉTUDE DE LA PILE

IX.1. INTRODUCTION 119
IX.1.3. Critère de conception 119
IX.1.4. Modèle des piles adoptées 119
IX.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PILES 119
IX.2.1. Dimensions 119
IX.2.2. Implantation des piles 120
IX.3. DESCENTE DES CHARGES 121
IX.3.1. Pile prise en considération dans le calcul 121
IX.3.2. Efforts dus à la pile 121
IX.3.3. Efforts dus au tablier 122
IX.3.4. Combinaison des efforts 123
IX.4. ETUDE DE FONDATION 123
IX.4.1. Etude des pieux 123
IX.4.2. Etude de la semelle 126
IX.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE 128
IX.5.1. Etude des colonnes 128
IX.5.2. Etude de chevêtre 130

CHAPITRE X : ÉTUDE DE LA CULÉE

X.1. CHOIX DU TYPE DES CULEES 136
X.1.1. Têtes de culées 136

X.1.2. Modèle des culées adoptées 137
X.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 137
X.3. STABILITE ET EVALUATION DES EFFORTS 140
X.3.1. Efforts dus à la culée 140
X.3.2. Efforts dus au tablier 142
X.3.3. Evaluation des charges sismiques due à la poussée dynamique : 142
X.3.4. Evaluation des charges sismiques totale 142
X.3.5. Combinaison des efforts 143
X.3.4. Combinaison d'action sismique : 143
X.4. ETUDE DE FONDATION 144
X.4.1. Etude des pieux 144
X.4.2. Etude de la semelle 146
X.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA CULEE 148
X.5.1. Etude de mur frontal 148
X.5.2. Etude de mur garde grève 150
X.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition 152
X.5.4. Etude de dalle de transition 155
X.5.5. Etude du mur en retour 156
CONCLUSION GENERALE 159

BIBLOIGRAPHIE
ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D
ANNEXE E
ANNEXE ORGANISATION DE LA RECONNAISSANCE GEOTHECHNIQUE

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 — Articulation- Considere. 4
Figure 1.2 — Articulation-Mesnager. 4
Figure 1.3 — Articulations-Caquot & Freyssinet. 4
Figure 1.4 — Articulations-Caquot. 5
Figure 1.5 — Articulation-Freyssinet. 5
Figure 1.6 — Balancier à contact linéaire. 5
Figure 1.7 — Balancier à rotule axiale. 6
Figure 1.8 — Balancier à calotte sphérique. 6
Figure 1.9 — Appareil d'appui métallique à rouleau simple. 6
Figure 1.11 — Appareil d'appui Type B. 7
Figure 1.12 — Appareil d'appui Type C. 7
Figure 1.13 — Appareil d'appui Type E. 8
Figure 1.14 — Les parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté. 8
Figure 1.15 — Les parties constitutives d'un appareil d'appui à pot. 9
Figure 1.16 — Plaque de glissement, sans guidage. 9
Figure 1.17 — Plaque de glissement et guidage central. 9
Figure 1.18 — Plaque de glissement et guidage latéral. 9
Figure 2.1 — Situation du projet. 11
Figure 2.2 — Implantation du projet. 12
Figure 2.3 — Tracé en plan de la voie portée. 13
Figure 2.4 — Profil en long de la voie portée. 13
Figure 2.5 — Profil en travers de la voie portée. 14
Figure 2.6 — Implantations des sondages. 15
Figure 2.7 — Coupe géologique du site. 15
Figure 2.8 — Courbe de température de la wilaya de Mascara. 16
Figure 2.9 — Carte de zonage sismique de l'Algérie. 16
Figure 3.1 — Morphologie générale d'un tablier. 17
Figure 3.2 — Disposition des travées dans les parties courbe de l'ouvrage. 19
Figure 3.3 — Disposition des dés d'appuis de l'ouvrage. 20
Figure 3.4 — Elancement de la poutre. 21
Figure 3.5 — Table de compression d'une poutre. 22
Figure 3.6 — Talon d'une poutre. 22
Figure 3.7— Vue en 3D 23
Figure 4.1 — Modèle de calcul. 26
Figure 5.1 — Les sections de la poutre. 32
Figure 5.2 — La largeur roulable. 34
Figure 5.3 — Système de chargement B_c. 36
Figure 5.4 — Système de chargement B_t. 37
Figure 6.5 — Convoi Mc 120. 39
Figure 5.6 — Convoi exceptionnel D240. 40
Figure 5.7 — Carte de zonage sismique en Algérie. 40
Figure 6.1 — Robot 2012. 43
Figure 6.2 — Modélisation des poutres. 45
Figure 6.3 — Modélisation des entretoises. 45
Figure 6.4 — Modélisation de l'hourdis. 46
Figure 6.5 — Modélisation des appuis. 46
Figure 6.6 — Les charges permanentes appliqués sur le modèle globale. 48
Figure 6.7 — Affectations des charges type A. 49
Figure 6.8 — Affectations des charges type D240. 49
Figure 6.9 — Affectations des charges type Mc120. 49
Figure 6.10 — Affectations des charges type Bc. 50
Figure 6.11 — Affectations des charges type Bt. 50
Figure 6.12 — Répartition des raideurs. 54
Figure 6.10 — Réaction d'appui pour différents type de pont. 59
Figure 7.1 — Le principe du béton précontraint. 61
Figure 7.2 — Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension. 62
Figure 7.3 — Tête d'ancrage mobile (a) et fixe (b). 62
Figure 7.4 — Vérins hydrauliques. 62
Figure 7.5 — Tracé de câble de précontrainte. 63

Figure 7.6 — Caractéristiques d'une section droite. 64
Figure 7.7 — Contraintes et contraintes limites. 65
Figure 7.8 — Géométrie des câbles. 70
Figure 7.10 — Positions des câbles à mi travée. 71
Figure 7.9 — Positions des câbles à l'about. 71
Figure 7.11 — L'angle de déviation des câbles. 71
Figure 7.12 — Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 74
Figure 7.13 — Limitation des contraintes. 80
Figure 7.14 — Diagramme des contraintes à mi travée. 94
Figure 8.1 — Flèche max de la poutre due à poids propre. 98
Figure 8.2 — Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. 99
Figure 8.3 — Flèche max de la poutre à ELS. 100
Figure 8.4 — Ferraillage de la dalle. 104
Figure 8.5 — Modèle de calcul de l'entretoise. 105
Figure 8.6 — Chargement de l'entretoise. 105
Figure 8.7 — Ferraillage de l'entretoise. 108
Figure 8.8 — Constitution type d'un appareil d'appui. 109
Figure 8.9 — Les dimensions finales de l'appareil d'appui pile. 110
Figure 8.10 — Les dimensions finales de l'appareil d'appui culée. 111
Figure 8.11 — Appareil d'appui avec leurs plaques de fixation. 116
Figure 8.12 — Joint de Chaussée type ALGA. 116
Figure 8.13 — Composante du souffle. 117
Figure 8.14 — Coupe transversale du joint de chaussée. 118
Figure 9.1 — Dimensions de la pile P03 Gauche. 121
Figure 9.2 — Ferraillage du pieu. 126
Figure 9.3 — Application de la Méthode de Bielle. 126
Figure 9.4 — Ferraillage de la semelle. 128
Figure 9.5 — Ferraillage des colonnes. 130
Figure 9.7 — Modèle de calcul. 131
Figure 9.8 — Coupe transversale sur le chevêtre. 133
Figure 9.9 — Ferraillage du chevêtre. 135
Figure 10.1 — Culée. 136
Figure 10.2 — Morphologie de la tête d'une culée. 136
Figure 10.3 — Les dimensions de la culée. 139
Figure 10.4 — Ferraillage du pieu. 146
Figure 10.5 — Poussée de la charge locale située en arrière du mur. 151
Figure 10.6 — Les charges agissant sur la dalle de transition. 155
Figure 10.7 — Ferraillage des éléments de culée. 158

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.1 — Classe des ponts. 34
Tableau 5.2 — Coefficients a_1. 35
Tableau 5.3 — Valeurs de la charge A(l). 35
Tableau 5.4 — Valeurs de b_c. 36
Tableau 5.5 — Valeurs de B_c. 37
Tableau 5.6 — Valeurs de b_t. 37
Tableau 5.7 — Valeurs de B_t. 38
Tableau 5.8 — Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ. 38
Tableau 5.9 — Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l). 39
Tableau 5.10 — Coefficient d'accélération de zone A. 41
Tableau 5.11 — Coefficient multiplicateurs des actions permanentes. 41
Tableau 5.12 — Coefficient multiplicateurs des actions dues au trafic. 42
Tableau 6.1 — Définition des charges et surcharges. 47
Tableau 6.2 — Combinaison de charges à ELS. 47
Tableau 6.3 — Combinaison de charges a ELU. 48
Tableau 6.4 — Valeurs de T1, T2, et S pour la composante horizontale. 53
Tableau 6.5 — Valeurs de raideurs des fûts. 55
Tableau 6.6 — Valeurs de raideurs des piles. 55
Tableau 6.7 — L'effort sismique revenu à chaque appui. 57
Tableau 6.8 — Valeurs de raideurs des fûts. 58
Tableau 6.9 — L'effort sismique revenu à chaque appui 58
Tableau 6.10 — Paramètre a 59
Tableau 6.11— Paramètre b. 59
Tableau 6.12 — Résultats des combinaisons sismique des directions. 60
Tableau 6.13 — Efforts dus à la variation linéaire. 60
Tableau 7.1 — Les contraintes normales a : x = L/2. 69
Tableau 7.2 — Caractéristiques du tracé des câbles. 72
Tableau 7.3 — Valeurs moyennes des coefficients f et φ. 74
Tableau 7.4 — Valeurs des pertes dues aux frottements. 74
Tableau 7.5 — Valeurs de Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage. 75
Tableau 7.6 — Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage à x = 0 m. 75
Tableau 7.6 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=0.45 m. 81
Tableau 7.7 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=09 m. 81
Tableau 7.8 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=13.5m. 81
Tableau 7.9 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=18 m. 82
Tableau 7.10 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=0.45 m. 82
Tableau 7.12 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=13.5 m. 83
Tableau 7.13 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=18 m. 83
Tableau 7.14 — Vérification des contraintes Phase 01, X=0. 84
Tableau 7.15 — Vérification des contraintes Phase 01, X=L/4. 85
Tableau 7.16 — Vérification des contraintes Phase 01, X=3*L/4. 85
Tableau 7.17 — Vérification des contraintes Phase 01, X=L/2. 86
Tableau 7.18 — Vérification des contraintes Phase 02, X=0. 86
Tableau 7.19 — Vérification des contraintes Phase 02, X=L/4. 87
Tableau 7.20 — Vérification des contraintes Phase 02, X=3*L/4. 87
Tableau 7.21 — Vérification des contraintes Phase 02, X=L/2. 88
Tableau 7.22 — Vérification des contraintes Phase 03, X=0. 88
Tableau 7.23 — Vérification des contraintes Phase 03, X=L/4. 89
Tableau 7.24 — Vérification des contraintes Phase 03, X=3*L/4. 89
Tableau 7.25 — Vérification des contraintes Phase 03, X=L/2. 90
Tableau 7.26 — Vérification des contraintes Phase 04, X=0. 90
Tableau 7.27 — Vérification des contraintes Phase 04, X=L/4. 91
Tableau 7.28 — Vérification des contraintes Phase 04, X=3*L/4. 91
Tableau 7.29 — Vérification des contraintes Phase 04, X=L/2. 92
Tableau 9.1 — Caractéristiques des piles côté gauche. 120
Tableau 9.2 — Caractéristiques des piles côté droite. 120
Tableau 9.3 — Evaluations des efforts dus à la pile. 122
Tableau 9.4 — La somme des efforts dus à la pile. 122
Tableau 9.5 — Evaluations des efforts dus au tablier. 122

Tableau 9.6 — Combinaisons des efforts. 123
Tableau 9.8 — Combinaisons des sollicitations agissant sur les colonnes. 129
Tableau 9.9 — Ferraillage des du chevêtre 132
Tableau 10.1 — Calcul du coefficient de poussée K_{ad}. 141
Tableau 10.2 — Evaluations des efforts dus à la culée. 141
Tableau 10.3 — La somme des efforts dus à la culée. 141
Tableau 10.4 — Evaluations des efforts dus au tablier. 142
Tableau 10.5 — Evaluations de la poussée dynamique. 142
Tableau 10.6 — Charge sismique totale. 142
Tableau 10.7 — résultats combinaisons d'action sismique. 143
Tableau 10.8 — Les efforts agissant sur le mur frontal. 148
Tableau 10.9 — Effort dus au tablier. 149
Tableau 10.10 — Combinaisons des sollicitations agissant sur le mur frontal. 149
Tableau 10.11 — Les charges agissant sur la dalle de transition. 155

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BDG : Bande dérasée gauche.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Acceleration) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des PontsRoutes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'un des aspects les plus importants de l'activité de l'espèce humaine, depuis le premier homme sur terre, c'est de surmonter les obstacles qui se présentent devant lui. Ces obstacles peuvent être de toute nature.

Le pont fait partie des techniques que l'humain utilise pour franchir certains obstacles. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socioéconomique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

L'étude doit également être complète, pointue, détaillée et non contradictoire, non seulement pour pouvoir dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, l'Algérienne des Autoroutes (ADA) a lancé un programme de réalisation d'une ligne (pénétrante autoroutière) qui va relier l'autoroute Est-Ouest avec la Wilaya de MASCARA sur 43 km.

La conception et l'étude d'un pont qui répond aux spécifications citées précédemment, fait l'objet de ce présent mémoire de fin d'étude réalisé pendant presque trois mois, et au sein de la base de vie de groupement chargé de la réalisation de la pénétrante, la liaison autoroutière dans laquelle se situe mon pont n°17 à concevoir et à étudier.

Il était nécessaire de rassembler toutes les données accessibles au niveau du site et de collecter toutes les contraintes à respecter afin de concevoir l'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux toutes les conditions imposées.

Ce n'est pas seulement la fonctionnalité technique de l'ouvrage qui ma préoccupé, j'ai eu aussi tenu compte de sa qualité esthétique car un pont est avant tout un ouvrage d'art.

J'ai procédé au dimensionnement de l'ouvrage conçu en se basant sur les principes classiques de la résistance des matériaux.

Dans les pages qui suivent j'ai essayé de consigner de façon succincte, par des dessins et des calculs, les résultats d'un travail assez rigoureux.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I. CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Ayant la particularité d'être en mouvement continuel (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc.…), les ponts sont équipés de dispositifs appelés appareils d'appuis afin de permettre une marge de mouvement pour le pont, ils sont placés entre la superstructure et l'infrastructure.

Ces appareils ont le rôle de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

I.2. HISTORIQUE

Les premiers appareils d'appuis en béton sont les articulations Mesnager, apparus en 1907 ce pendant très rapidement supplantés par les articulations Freyssinet formées par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives de type goujons. De nouvelles articulations, dites de type Caquot, apparaissent en 1928.

L'utilisation du caoutchouc fretté, matériau dénommé également élastomère, au début des années 1950 constitue une évolution majeure. D'abord constitués de simple couches de caoutchouc et de grillages, l'adhérence par vulcanisation apparaît en 1956. Plus tard dans les années 1990 sont utilisés des appuis en élastomère enrobé.

Les appareils à pot constitués d'une embase métallique en forme de pot cylindrique dans laquelle est enserré un coussin en caoutchouc apparaissent au début des années 1960. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (polytétrafluoroéthylène), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements.

I.3. FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI

Éntant une partie de l'ouvrage et il joue un grand rôle dans le fonctionnement de la structure en assurant la transmission des efforts du tablier aux appuis.

Pour bien analyser le fonctionnement d'une structure, il est primordial de bien connaître le schéma théorique des possibilités de ses appareils d'appui et d'assurer de leur fonctionnalité.

La surveillance et l'entretien des appareils d'appui nécessitent donc de connaître le principe du fonctionnement de l'ouvrage et une consultation obligatoire de son document signalétique.

I.3.1. Les fonctions habituelles

I.3.1.1. Transmission des forces verticales

Joue le rôle de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires.

I.3.1.2. Rotation

- Dans toutes les directions avec ou sans transmission de moments.
- Dans une direction avec ou sans transmission de moments.

I.3.1.3. Déplacements

- Unidirectionnels avec transmission des efforts perpendiculaires au sens privilégié de déplacement, ainsi que des efforts dus à la distorsion ou au frottement induits par le déplacement et la variation d'excentrement sur l'appui ou/et le tablier.
- Multidirectionnels avec transmission des efforts dus à la distorsion ou au frottement et des variations d'excentrement.
- Fixes avec transmission des forces horizontales (déplacement nul).

I.3.2. Les fonctions optionnelles

I.3.2.1. Guidage

Lorsqu'il est souhaitable que l'ouvrage se translate sur ses appuis avec un jeu transversal minime on fait appel à un dispositif de guidage indépendant à l'appareil ou intégré. Les exemples les plus connus sont les rainures ou les dents de guidage des appareils d'appuis métalliques, ainsi que les plaques de glissement guidées des appareils d'appui à pot unidirectionnel ou les clavettes.
Souvent les ouvrages courbes possèdent des dispositifs de guidage intégrés à l'appareil ou constitués d'appareils spécifiques.

I.3.2.2. Anti-soulèvement

On fait appeler à cette fonction dès qu'une réaction sur un appareil risque d'être négative et d'entraîner un déplacement de la structure, etc.
C'est le cas des travées de rive de faible portée d'ouvrages hyperstatiques ou de nombreux ponts suspendus, etc.

I.3.3. Les dispositifs complémentaires

I.3.3.1. Anti-cheminement

Ce sont des dispositifs qui empêchent le déplacement des appareils lorsque ceux-ci ne sont pas assez chargés.

I.3.3.2. Butée

Ce sont des dispositifs qui limitent les déplacements sur appui à une valeur donnée. Ils trouvent généralement leur utilisation pour faire face à des situations exceptionnelles.
La butée est en général indépendante de l'appareil d'appui porteur.

I.3.3.3. Amortissement

On utilise parfois les capacités des appareils d'appui en caoutchouc surtout pour des risques sismiques.

Les fonctions butées et amortissement peuvent également être exercées par d'autres éléments que les appareils d'appui.

I.4. Description des différents types d'appareils d'appui

I.4.1. Appareils d'appui en béton

I.4.1.1 Les articulations Considere

Ce sont des articulations provisoires qui se composent d'un élément de béton fretté réduit à un noyau. (Figure 1.1)

La présence d'armatures en attente permettait ensuite d'enrober l'articulation et de reconstituer la section du poteau. De ce fait, elles sont difficilement identifiables.

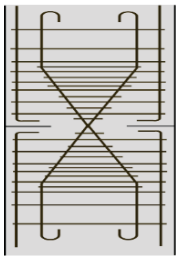


FIGURE 1.1 — ARTICULATION- CONSIDERE.

I.4.1.2. Les articulations Mesnager

Ce type d'articulation se compose de barres d'acier se croisant en X dans une section rétrécie de béton ménagée entre les pièces à articuler. Les barres sont disposées alternativement dans l'une ou l'autre direction et sont concourantes sur une même droite : l'axe de l'articulation. La résistance est demandée exclusivement aux barres croisées, à l'exclusion du noyau de béton de la section rétrécie, qui n'a qu'un rôle de protection des armatures. (Figure 1.2)

Le fonctionnement de l'articulation entraîne une fissuration du noyau et les aciers sont donc mal protégés de la corrosion.

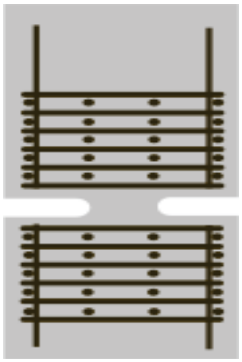


FIGURE 1.2 — ARTICULATION-MESNAGER.

I.4.1.3. Les articulations doubles

Les articulations Caquot ou Freyssinet sont parfois dédoublées pour ajouter une capacité de translation à leur capacité normale de rotation (Figure 1.3).

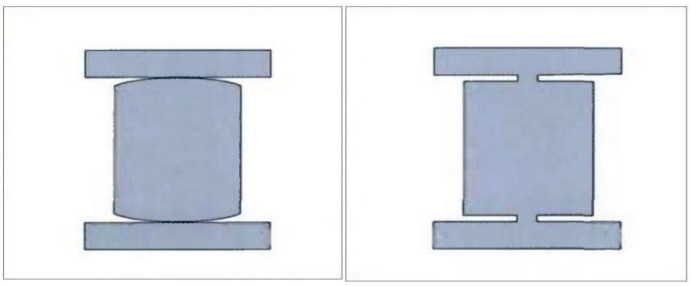


FIGURE 1.3 — ARTICULATIONS-CAQUOT & FREYSSINET.

I.4.1.4. Les articulations Caquot

A roulement de cylindre ou de sphère sur un plan ou un cylindre, dite articulation roulante.
Elles remplissent le rôle d'appareil d'appui fixe (figure 1.4).

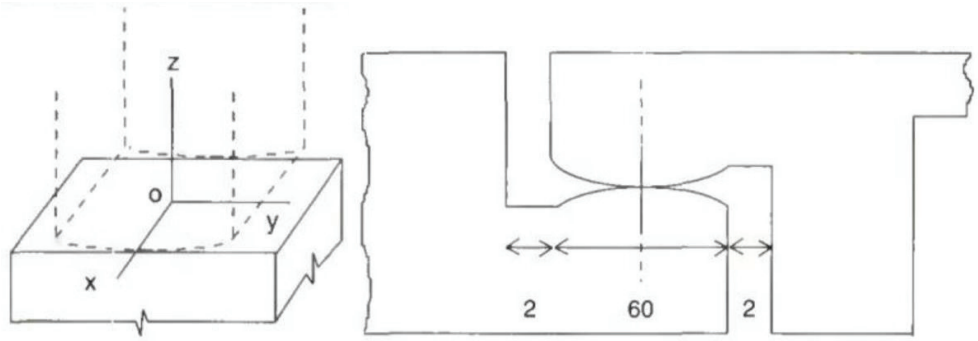


FIGURE 1.4 — ARTICULATIONS-CAQUOT.

I.4.1.5. Les articulations Caquot

Les articulations Freyssinet ou à sections rétrécies de béton, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversant (goujons) selon l'intensité des efforts horizontaux (figure 1.5).

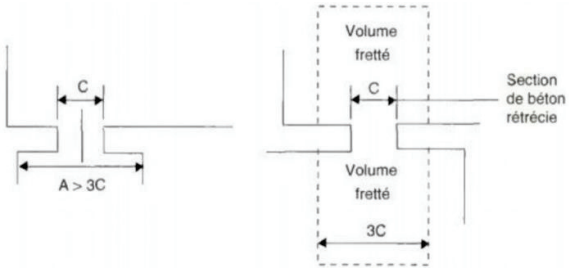


FIGURE 1.5 — ARTICULATION-FREYSSINET.

I.4.2. Appareils d'appui métalliques

I.4.2.1 Appareils à balanciers

Ce type d'appareil d'appui comprend plusieurs pièces dont une présente une surface courbe, cylindrique ou sphérique, nommée balancier, sur laquelle peut rouler un autre élément plan ou courbe.

- **Balanciers à contact linéaire**

Ils sont composés d'une surface cylindre roulant sur une surface plane et permettent la rotation dans une direction et assurent la fonction d'appui fixe. Le guidage est assuré par des goujons ou des dents (figure 1.6).

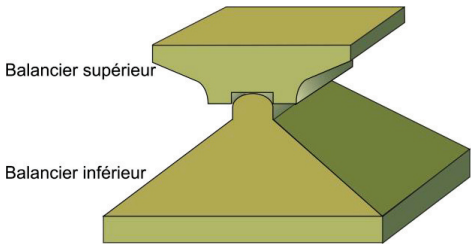


FIGURE 1.6 — BALANCIER A CONTACT LINEAIRE.

❖ **Balancier à rotule axiale**

Ils jouent le rôle d'appareil d'appui fixe. En général, ils comportent un guidage qui empêche un cheminement de l'axe. On les rencontre conjugués avec un plan de glissement constitué de rouleaux multiples pour assurer en plus la fonction de déplacement longitudinal (figure 1.7).

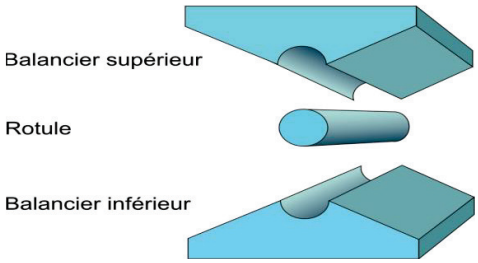


FIGURE 1.7 — BALANCIER A ROTULE AXIALE.

❖ **Balanciers à contact ponctuel**

Il s'agit de petits appareils d'appui composés d'une surface sphérique convexe sur laquelle se déplace sans glisser, une surface plane ou une surface sphérique concave à grand rayon. Ils permettent les rotations dans toutes les directions, tout en jouant le rôle d'appui fixe.

❖ **Balanciers à calottes sphérique et cylindrique**

Les calottes sphériques sont une variante des appareils précédents. La surface de contact est sphérique, les balanciers supérieurs et inférieurs ayant le même rayon. Il existe des calottes cylindriques variantes des balanciers à rotule axiale. Elles sont aussi appelées genouillères (figure 1.8).

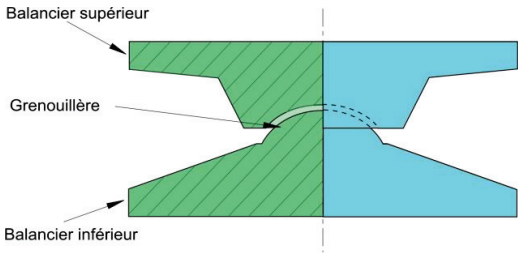


FIGURE 1.8 — BALANCIER A CALOTTE SPHERIQUE.

❖ **Appareils à rouleaux**

Ils assurent à la fois le déplacement longitudinal et la rotation d'axe transversal dû à la flexion du tablier. Il existe plusieurs types de dispositifs : rouleau simple, rouleau simple tronqué (ou galet), rouleau à côtés aplatis (ou pendule), rouleaux multiples (figure 1.9).

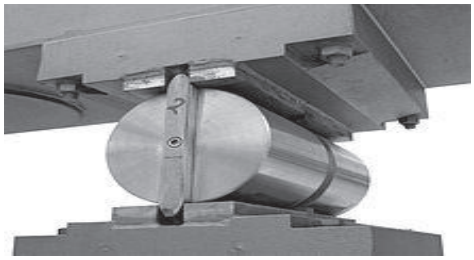


FIGURE 1.9 — APPAREIL D'APPUI METALLIQUE A ROULEAU SIMPLE.

I.4.2.2. Appareils à plaques métalliques

Ce sont les dispositifs les plus simples et les plus anciens. On les rencontre sur des ouvrages anciens avec des longueurs dilatables dépassant rarement 20 m et des descentes de charge réparties sur un assez grand nombre de points.

❖ **Les bielle**

Les bielles permettent une double articulation. Elles sont donc généralement utilisées à la jonction de deux éléments dont les mouvements sont indépendants. On peut en trouver sur les ponts suspendus, les cantilevers, etc. (figure 1.10)

De par leur conception, les désordres éventuels sont à rechercher au niveau des surfaces de contact (axes, etc.), ovalisation par usure, jeu anormal, blocage par corrosion, déplacement. En cas de translation importante les bielles entraînent des dénivellations entre les éléments

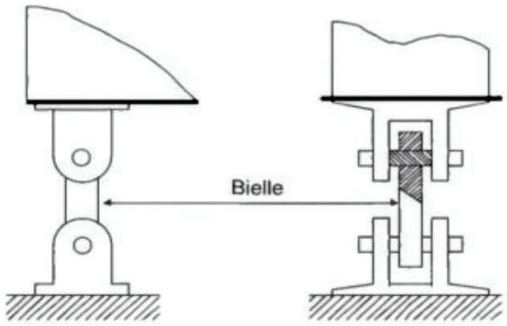


FIGURE 1.10 — BIELLE.

I.4.3. Appareils d'appui en caoutchouc fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte".

I.4.3.1 Typologie des appareils actuels

Selon la norme française NF EN 1337-3 on a six types d'appareils d'appui :

- **Type A** : appareil d'appui à une seule frette enrobée.
- **Type B** : appareil d'appui comportant au moins deux frettes (ici cinq) et entièrement enrobé (figure 1.11).
- **Type C** : appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures (figure 1.12).
- **Type D** : appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE (polytétrafluoroéthylène).
- **Type E** : appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE (figure 1.13).
- **Type F** : Appareil d'appui non fretté et en bande.

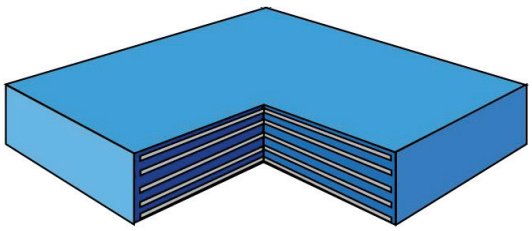


FIGURE 1.11 — APPAREIL D'APPUI TYPE B.

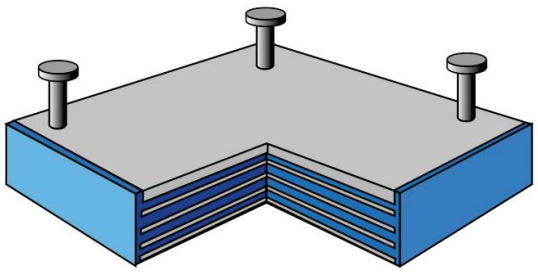


FIGURE 1.12 — APPAREIL D'APPUI TYPE C.

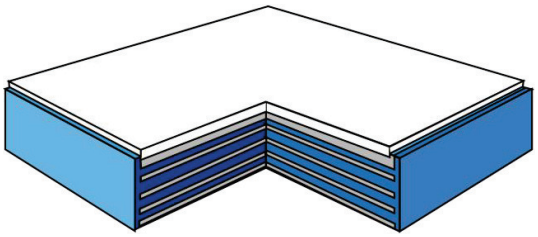


FIGURE 1.13 — APPAREIL D'APPUI TYPE E.

I.4.3.2. Parties constitutives

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure ci-dessous :

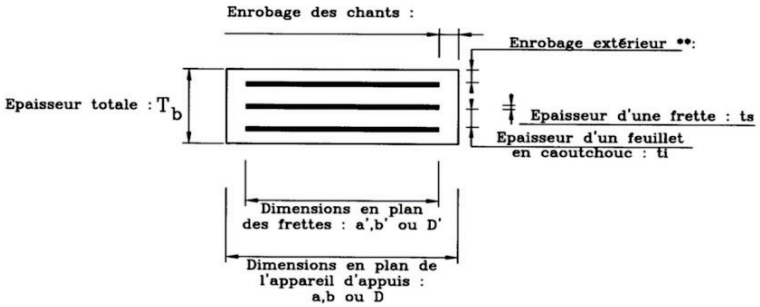


FIGURE 1.14 — LES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.

❖ **Les frettes en acier**

Elles sont systématiquement en acier S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent, l'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à 2 mm.

❖ **Le caoutchouc**

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène (polyisoprène ou NR pour "Natural Rubber" dans la norme), soit synthétique et, dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR pour "Chloroprène Rubber" dans la norme).

I.4.4. Appareils d'appui à pot

Un appareil d'appui à pot a un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure (figure 1.15).

Un appareil d'appui à pot comprend :

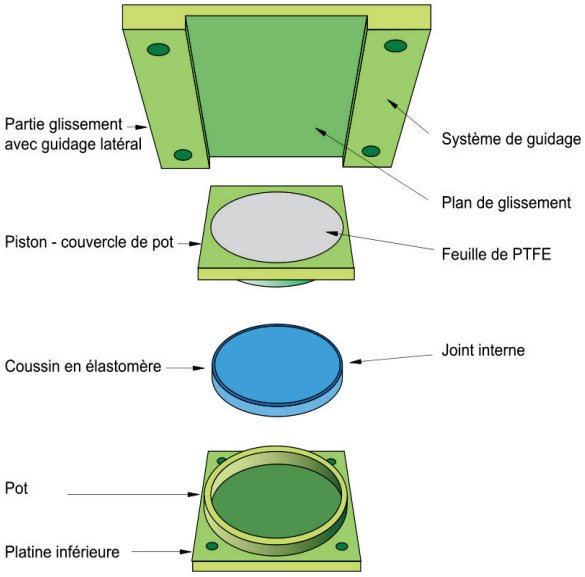


FIGURE 1.15 — LES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN APPAREIL D'APPUI A POT.

I.4.4.1. Typologie des appareils à pot

Les appareils se différencient essentiellement par leur type de guidage qui peut être central ou latéral.

- Le guidage central peut être obtenu par une clavette centrale fixée au piston par boulons à serrage ou par soudage, ou bien par usinage de la plaque de glissement et engravure dans le piston.
- Le guidage latéral peut être obtenu par des plaques latérales boulonnées, soudées ou usinées dans la masse.

On distingue 3 types :

❖ Avec plaque de glissement, sans guidage (multidirectionnel).



FIGURE 1.16 — PLAQUE DE GLISSEMENT, SANS GUIDAGE.

❖ Avec plaque de glissement et guidage central (unidirectionnel).

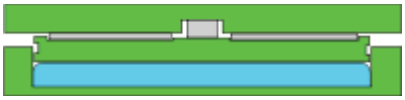


FIGURE 1.17 — PLAQUE DE GLISSEMENT ET GUIDAGE CENTRAL.

❖ Avec plaque de glissement et guidage latéral.



FIGURE 1.18 — PLAQUE DE GLISSEMENT ET GUIDAGE LATERAL.

I.4.5. Appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure. Par ailleurs, ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

I.4.5.1. Les différents types d'appuis parasismiques

Ils existent plusieurs types d'appuis parasismiques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- **Les appuis à glissement**

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement.

- **Les appuis à déformation**

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis).

- **Les appuis à roulement**

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

- **Les appuis à déformation et glissement**

Ces isolateurs sont constitués de plaques concentriques qui sont en contact de frottement l'une par rapport à l'autre et reliées par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc dont le rôle est de distribuer le glissement sur la hauteur de l'isolateur.

I.5. CONCLUSION

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi, il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière commune

CHAPITRE II
PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET

II.1. Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaitre l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacle naturel ou artificiel.

Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement mécanique de l'ouvrage. Ainsi, pour un site donné, l'ouvrage le plus adapté dépend non seulement de la contrainte socioéconomique mais aussi des contraintes dimensionnelles et fonctionnelles et des données naturelles du milieu.

II.2. Présentation du projet

II.2.1. But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la Conception et Etude du Viaduc V17.00 au PK 15 + 308 sur la Section de la Pénétrante autoroutière entre MASCARA et Autoroute Est-Ouest sur 43 km en 2 x 3 voies – Trançons 2 : Echangeur RN17 (Hacine) – Echangeur RN17A (Tizi) sur 18 km. Cet ouvrage permet de franchir des reliefs difficiles et donner une conformité du tracé routière.

II.2.2. Situation du projet

Le site du projet : PK : 17 + 308.51, se trouve sur le côté gauche de la R.N.1, sens Nord, au niveau de son dédoublement en trois voies bien distinctes, (voir fig.2.1/ fig.2.2). Il se positionne au Nord-Ouest du village de Hacine,
La structure sauve le passage d'un des ravins du fleuve Louz.



FIGURE 2.1 — SITUATION DU PROJET.



FIGURE 2.2 — IMPLANTATION DU

II.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage

II.2.3.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative, l'optimum résulte généralement d'un compromis entre plusieurs conditions qui peuvent être contradictoires.

Le projeteur routier établit son projet en optimisant globalement le tracé de la section dont il a la charge. Si ce tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est en principe, faible devant celui des terrassements, par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche. L'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin et une grande attention.

Une collaboration efficace entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art donnera naissance à la situation la plus favorable qui peut-être.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin et précision. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées, afin d'améliorer son fonctionnement mécanique, simplifier le projet du pont ou offrir une plus liberté dans le choix d'un type d'ouvrage dont le mode d'exécution comporte des exigences particulières (par exemple, pont mis en place par post tension).

Les caractéristiques de l'ouvrage fixé par le tracé routier de l'autoroute sont :

- **Viaduc Gauche sens Sud vers Alger :**
  - ✓ Longueur : 179.47 m du PK 17 + 308.51 au PK 17 + 487.98.
  - ✓ Largeur de tablier : 11.25 m.
  - ✓ La pente : 0.51%

- **Viaduc Droite sens Sud vers Alger :**
  - ✓ Longueur : 179.54 m du PK : 17 + 308.51 au PK : 17 + 488.05
  - ✓ Largeur de tablier : 11.25 m.
  - ✓ La pente : 0.51%

II.3. Les données de projet

II.3.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnelle éventuel. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées.

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 17 + 308,51; PK 17+483,1 à la fin de l'ouvrage :Arc, R=1200 m (figure 2.3).

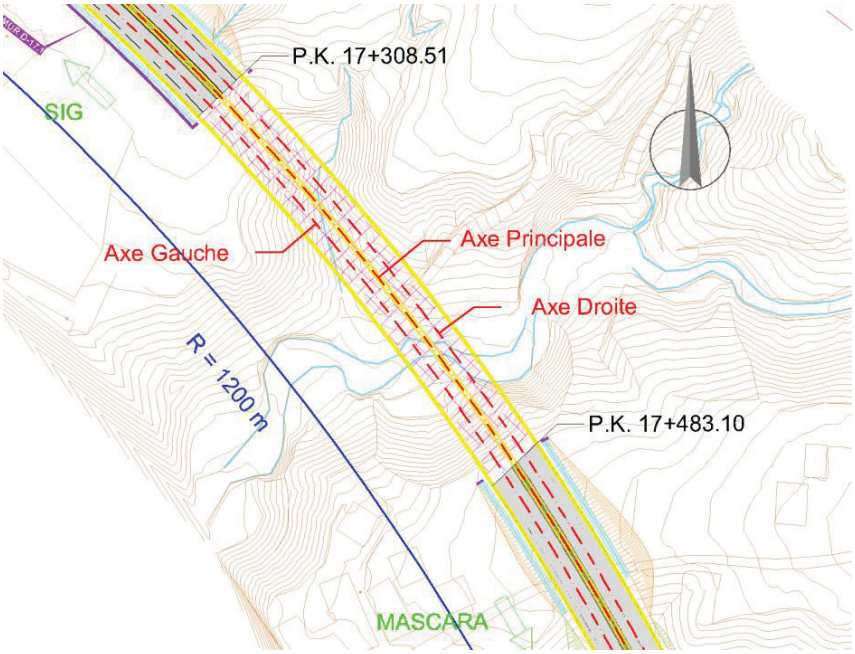


FIGURE 2.3 — TRACE EN PLAN DE LA VOIE

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 17 + 308,51 ;
- PK 17 + 483,1 à la fin du projet, ligne droite P = 0.51 %.

Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

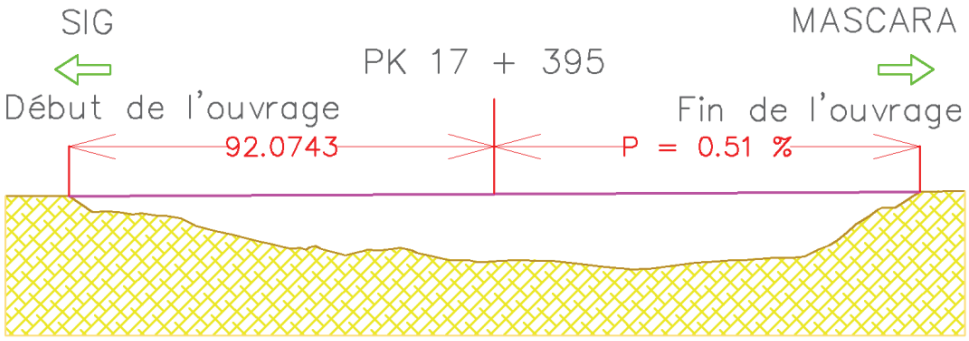


FIGURE 2.4 — PROFIL EN LONG DE LA VOIE

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière type H3 : 0,75 m.
- Chausse 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 9,0 m.
- BDG : 0,75 m.
- Barrière type H3 : 0.75 m.
- Bonde séparative : 0.15 m.
- Barrière type H3 :0.75 m.
- BDG : 0.75 m.
- Chausse 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 9,0 m.
- Barrière type H3 : 0,75 m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 22,65 m, soit 11,25 m par sens (figure 2.5).

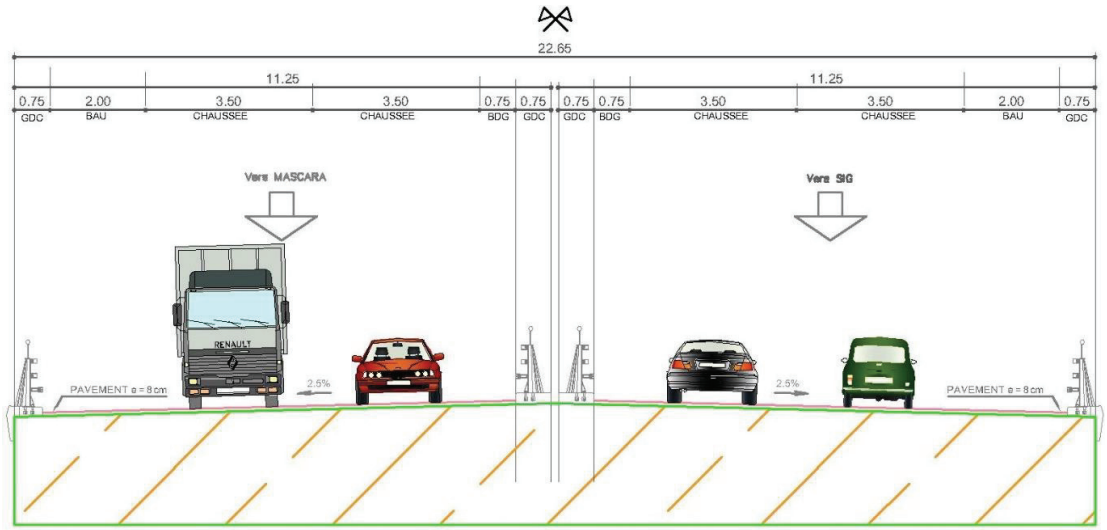


FIGURE 2.5 — PROFIL EN TRAVERS DE LA VOIE

II.3.2. Les données naturelles

La reconnaissance des conditions naturelles sont des paramètres fondamentaux et essentiels pour définir le type de l'ouvrage correspondant

II.3.2.1. Données géotechniques

- **Objectif de l'étude géotechnique :**

Est de fournir l'information nécessaire pour l'analyse de la géotechnique des fondations des structures incluses dans le projet.

- **Intervention sur le site :**

Trois sondages carottés ont étés prévus pour l'étude de ce site, on trouve des sondages pressiométriques et essais au pénétromètre dynamique.



FIGURE 2.6 — IMPLANTATIONS DES SONDAGES.

- **Les caractéristiques lithologiques :**

Sur toute la longueur on trouve une couche de marne, recouvertes par un sol alluvial d'épaisseur importante, cette dernière surmonte par une couche d'argile très fermes a dures et un niveau de sable et graves moyennement denses qui sont la base de cet système quaternaire, composes d'une première couche de terre végétale.

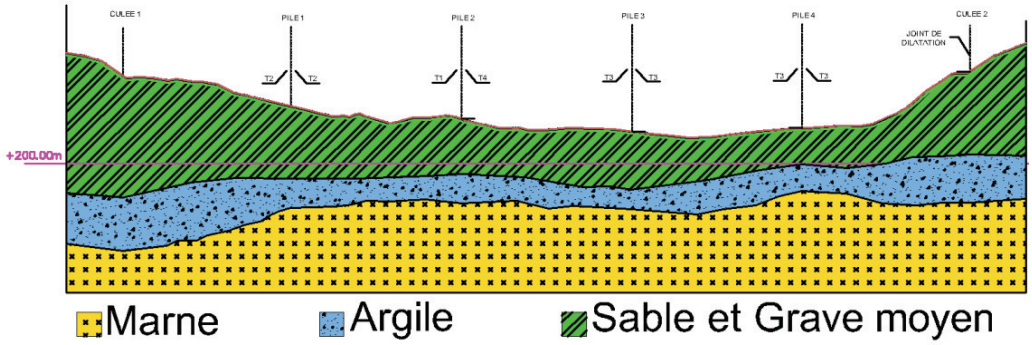


FIGURE 2.7 — COUPE GEOLOGIQUE DU SITE.

II.3.2.2. Etat des lieux

Le site du projet est pratiquement vierge, on y trouve un petit ruisseau en dessous de l'ouvrage.

II.3.2.3. Climat de la région

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température minimum absolu a été enregistré au mois de Janvier et elle attient 2.6°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et qui correspond à 35.3°C ; le registre de la station météorologique de Mascara ressort une température moyenne annuelle de 13 C°,

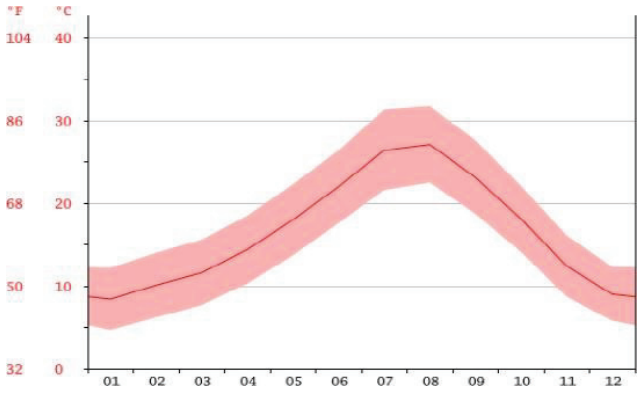


FIGURE 2.8 — COURBE DE TEMPERATURE DE LA WILAYA DE

II.3.2.4. Pluviométrie

La zone d'étude est comprise entre un intervalle de 500 - 800 mm, les précipitations y sont insuffisantes pendant les mois de Mai, Juin, Juillet, Aout et Septembre. Elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver. Les variations des précipitations moyennes mensuelles sont influencées par des normales liées à l'irrégularité interannuelle. Cette variation est répartie selon les mois de la façon suivante : les mois les plus pluvieux s'étalent du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril. Alors que les moins pluvieux s'étalent du mois de Mai au mois d'Aout.

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 600 mm par an, elles se caractérisent par leurs chutes souvent sous forme d'averses violentes et en quantités surabondantes.

II.3.2.5. Sismicité du site

Le site du projet se trouve dans la commune de Hacine Wilaya de Mascara, classée en zone sismique II-a selon R.P.O.A. 2008 (figure 2.9).

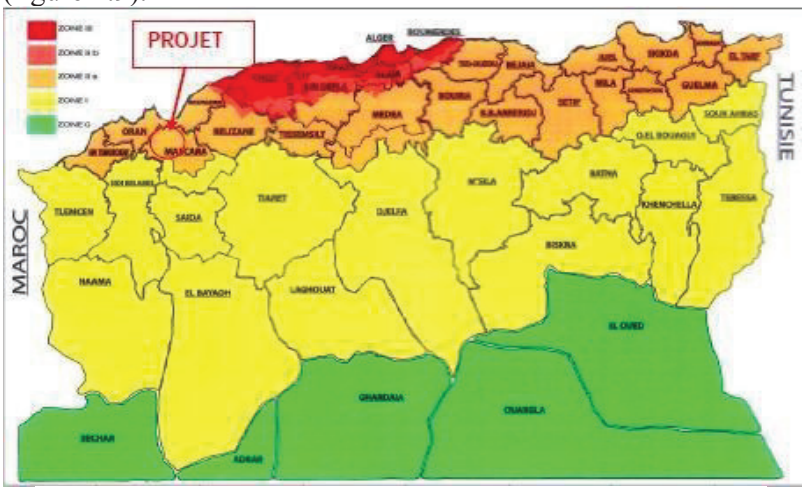


FIGURE 2.9 — CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE.

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre on trouve une présentation des données naturelles et fonctionnelles relative à notre ouvrage, sa situation géographique aussi que les obstacles franchis afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage le mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III
DIMENSIONNEMENT DU PONT VIPP

CHAPITRE III : DIMENSIONEMENT DU PONT VIPP

III.1. Technique du procède

Les ponts VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension) sont constitués de poutres longitudinales solidarisées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur en béton coulé en place (sur des coffrages perdus non participants) supportant la chaussée.

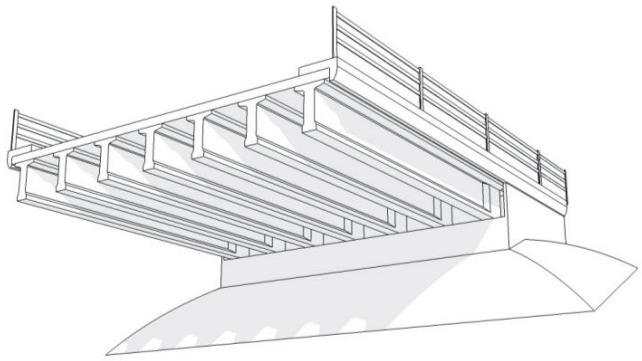


FIGURE 3.1 — MORPHOLOGIE GENERALE D'UN TABLIER.

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

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

Dans le cas d'une succession de travées indépendantes, qui sont le plus souvent de portées égales, ce processus est reproduit à l'avancement.

Un point particulier de la construction de ce type d'ouvrages est la préfabrication, ce qui nécessite des moyens particuliers de réalisation (coffrages), de pose et de manutention (mise en place des poutres), qui peuvent être importants et qui doivent être rentabilisés sur le chantier. Ces différents aspects doivent rester présents à l'esprit dès le stade de la conception de l'ouvrage.

III.2. Domaine d'emploi

III.2.1. Généralités

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche

en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur.

Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique, mais dans des conditions moins économiques.

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres.

Ce domaine d'emploi peut être élargi dans le cas où les appuis sont importants du fait de piles de grande hauteur ou de fondations difficiles. Il est alors avantageux d'augmenter la portée pour diminuer le nombre d'appui et par conséquent le coût total de l'ouvrage.

En dessous de 30 mètres de portée, les tabliers en dalle précontrainte ou les tabliers à poutres précontraintes par adhérence deviennent plus économiques.

III.2.2. Les avantages et les inconvénients du pont VIPP

La balance entre avantages et inconvénients n'est pas toujours évidente, c'est pourquoi nous nous contenterons d'inventorier les différents aspects positifs et négatifs.

- **Les avantages :**

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accidenté, réduction de gabarits, voies dont les contraintes d'exploitation sont fortes ...).

Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

En particulier, il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.

Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalisé que sur un nombre important de poutres.

Le recours à la préfabrication a également une incidence sur les délais d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier.

Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

- **Les inconvénients :**

Dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.

Aujourd'hui, cet inconvénient majeur a disparu, grâce à l'attelage de travées par le hourdis permettant de rétablir une continuité de roulement tout en limitant le nombre déjoint.

Par ailleurs, ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.

Afin de profiter au mieux de la préfabrication, il est souhaitable de pouvoir implanter les appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées de longueurs égales. Cet aspect peut constituer un handicap pour ce type d'ouvrage.

Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier. Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique, surtout dans le cas où les appuis ne sont pas suffisamment hauts.

III.3. Conception du tablier

III.3.1. Choix des portées

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales. Le recours à des travées de longueurs différentes est naturellement à éviter puisqu'il va à l'encontre de la standardisation recherchée pour la préfabrication des poutres. Cette dernière solution a néanmoins pu être adoptée dans le cas où l'implantation des piles à intervalles constants s'avérait impossible et lorsque les variations dimensionnelles restaient limitées.

Le domaine d'emploi optimal correspond à une gamme de portée comprise entre 30 et 40 mètres.

Dans notre cas on opte pour des poutres équidistantes de **36 m** de longueur,

III.3.2. Adaptation à la courbure en plan

Lorsque le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord du hourdis en encorbellement des poutres de rive.

Pour que les différentes poutres d'une même travée conservent la même longueur, les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles et font entre elles un angle L/R
(Figure 3.2), les deux lignes d'appui d'une même travée demeurant parallèles. La jonction entre les deux travées est effectuée par le une dalle de continuité est de longueur variable.

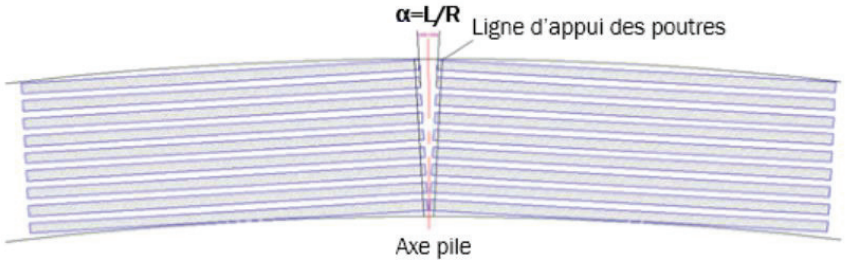


FIGURE 3.2 — DISPOSITION DES TRAVEES DANS LES PARTIES COURBE DE L'OUVRAGE.

Cette solution oblige à prévoir des dispositions particulières au niveau des têtes de piles (élargissement des chevêtres ou chevêtres dédoublés et lignes d'appuis non parallèles).
Elle demeure néanmoins préférable à celle consistant à rallonger les poutres au-delà de l'about
(Figure 3.3).

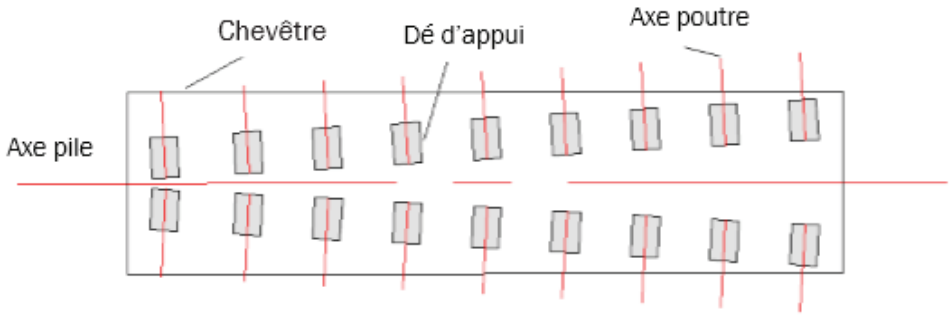


FIGURE 3.3 — DISPOSITION DES DES D'APPUIS DE L'OUVRAGE.

III.3.3. Positionnement des poutres de rive

Dans la mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le plus près des bords libres du tablier, de manière à supprimer la partie de hourdis à couler en encorbellement de ces poutres de rive, difficile à coffrer. Cette facilité ne peut être obtenue dans le cas d'un ouvrage courbe, puisque dans un tel cas, comme nous l'avons déjà mentionné, la courbure est rattrapée par le hourdis en débord des poutres de rive.

On opte pour espacement de **e = 0,2** m entre l'axe de la poutre de rive et le bord de l'hourdis.

III.3.4. Entraxe des poutres

En pratique l'espacement des poutres varie entre 1,30 et 2,50 mètres.

L'espacement des poutres est donc un paramètre fondamental dont la définition a une forte incidence sur les autres paramètres. On peut indiquer que lorsque l'espacement des poutres croît et que les autres paramètres restent inchangés :

- L'épaisseur du hourdis croît, ce qui entraîne une augmentation du poids total de l'ouvrage et par conséquent une augmentation de la précontrainte longitudinale ;
- Le poids unitaire des poutres grandit, ce qui influe sur les moyens de levage à utiliser ;
- La largeur totale des talons, constituant la fibre inférieure du tablier, reste pratiquement constante ;
- La largeur totale des âmes, qui est fixée par des dispositions constructives, et donc directement proportionnelle au nombre de poutres, diminue ;
- La portée libre des coffrages du hourdis augmente et il est plus difficile d'avoir recours à des coffrages perdus légers.
- D'après une étude statistique sur de l'espacement des poutres, on a opté pour un espacement qui repend aux exigences économiques, en tient compte toujours l'aspect résistance.

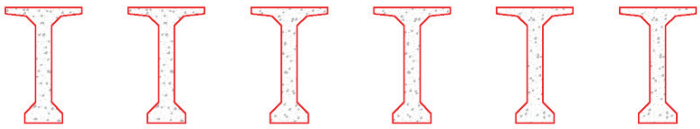
On fixe l'espacement d **= 1.93 m**.

III.3.5. Nombres des poutres

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

N = 6 poutres/sens

III.3.6. Profil des poutres



Comme nous l'avons déjà évoqué, le recours à la préfabrication permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus délicates à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière.

La forme des poutres est généralement en double **Té**, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portées de ce type d'ouvrage. Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaississements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour fixer la coupe transversale finale de la poutre on doit pris en considération le coffrage disponible au niveau du marché Algérien.

- **Élancement :**

Pour un béton à hautes performances (**f_{c28} = 40 MPa)**, l'élancement (figure 3.4) de la poutre est donné par la formules suivante :

$$L/20 \leq h \leq L/17, \text{ avec : } L_{Poutre} = 35 \text{ m.}$$

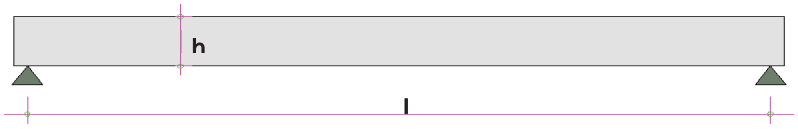


FIGURE 3.4 — ELANCEMENT DE LA POUTRE.

On fixe : h = 1.8 m.

- **Epaisseur des âmes :**

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

Pour le cas de vibration externe l'épaisseur de l'âme est donnée par la formule suivante :

$$E_a \geq 14 + \Phi, \text{ avec } \Phi = 0{,}08 \text{ m (diamètre de la gaine de précontrainte).}$$

On opte pour : E_a = **25 cm**.

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaississement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme est supérieure à 30 cm.

On opte pour : E_a = **43 cm.**

- **Tables de compression :**

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur (Figure 3.5).

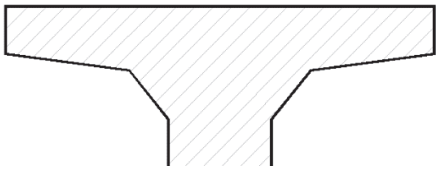


FIGURE 3.5 — TABLE DE COMPRESSION D'UNE POUTRE.

On opte pour : L_{T_C} = 120 cm.

L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.

On opte pour : E_{T_C} = 10 cm.

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

- **Talons :**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement (Figure 3.6).

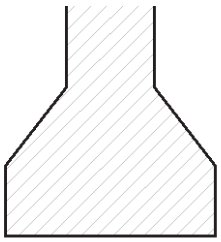


FIGURE 3.6 — TALON D'UNE POUTRE.

La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m.

On opte pour **: E_T = 60 cm.**

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m.

On opte pour **: e_T = 15 cm.**

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma ci-dessous, la tangente de l'angle a est normalement comprise entre 1 et 1,5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires.

- **Zone d'abouts :**

L'extrémité des poutres, encore appelée zone d'about, est une zone relativement complexe. S'y trouvent en effet la jonction avec les entretoises, l'ancrage de nombreux câbles inclinés et la zone d'appui sur le chevêtre par l'intermédiaire d'un appareil d'appui.

L'épaisseur de l'about de poutre est souvent voisine de 0,50 m.

On opte pour : $\mathbf{E_{about} = 60\ cm.}$

Les dimensions finales de la poutre sont figurées dans la figure 3.9.

III.3.7. Hourdis

L'épaisseur de l'hourdis est directement liée à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres.

On fixe : $\mathbf{h_{hourdis} = 25\ cm.}$

III.3.8. Les entretoises d'about

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

On opte pour : $\mathbf{E_{entretoise} = 35\ cm.}$

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

On opte pour : $\mathbf{H_{entretoise} = 1.00\ m.}$

III.4. Présentation finale

III.4.1. Vue en 3D

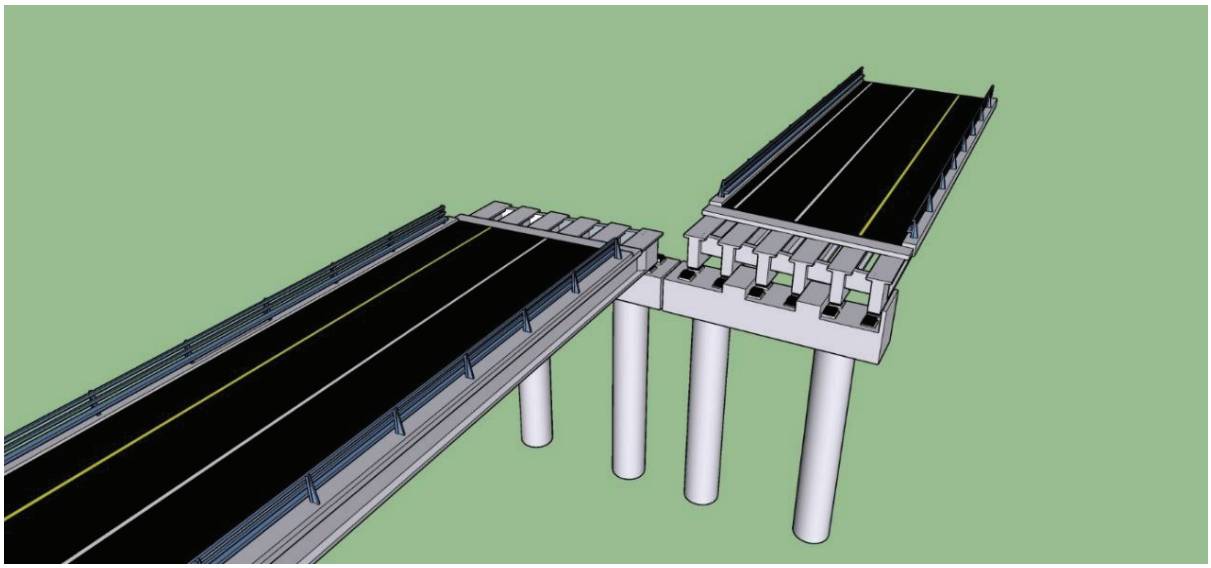
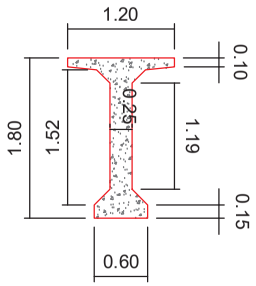
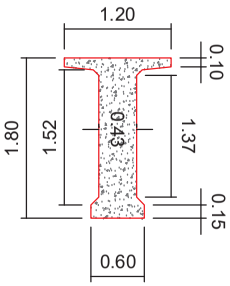


FIGURE 3.7— VUE EN 3D

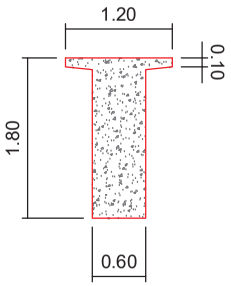
Section médiane ECH:1/10



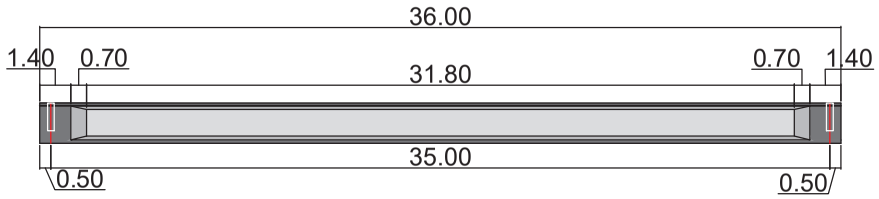
Section intermédiaire ECH:1/10



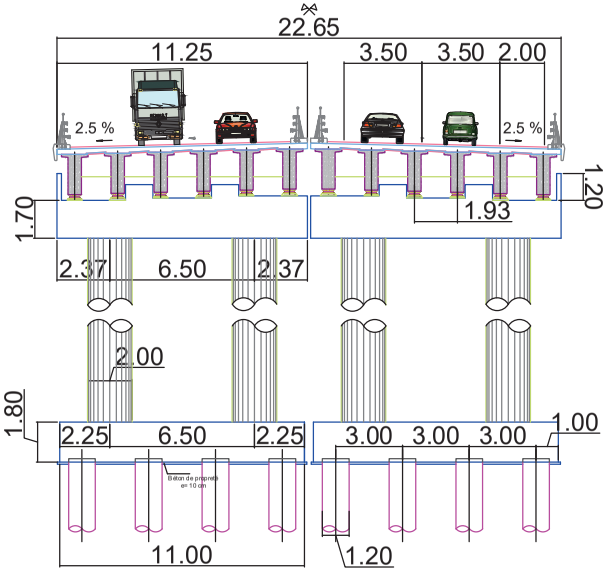
Section d'about ECH:1/10



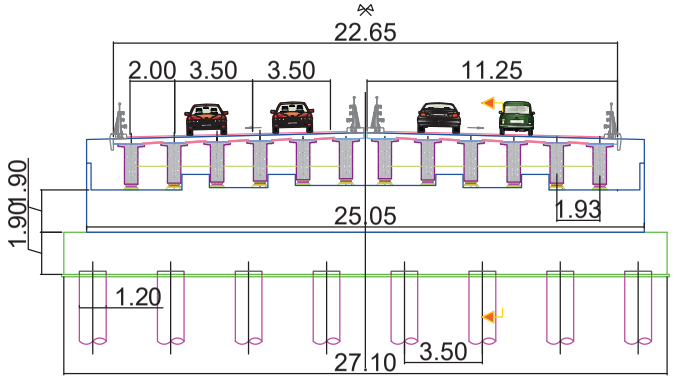
Vue en long de la Poutre ECH:1/200



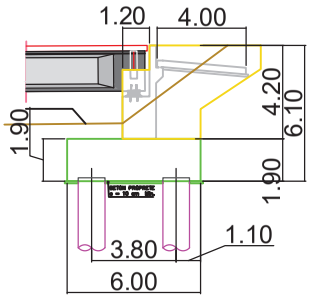
COUPE TRANSVERSALE PILE Ech:1/200



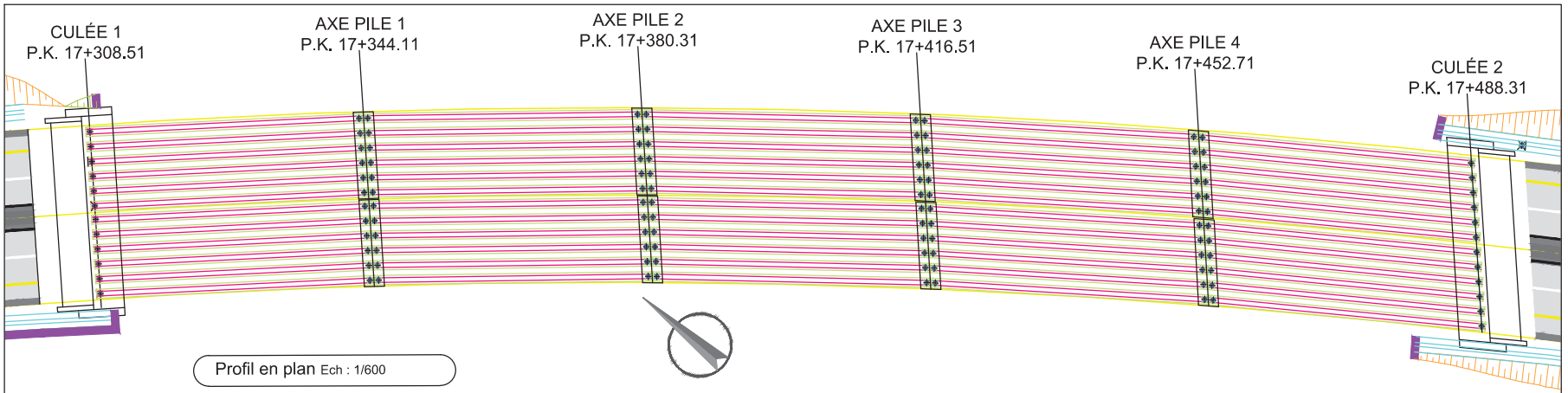
COUPE TRANSVERSALE CULEE Ech:1/200



COUPE A—A Ech:1/200

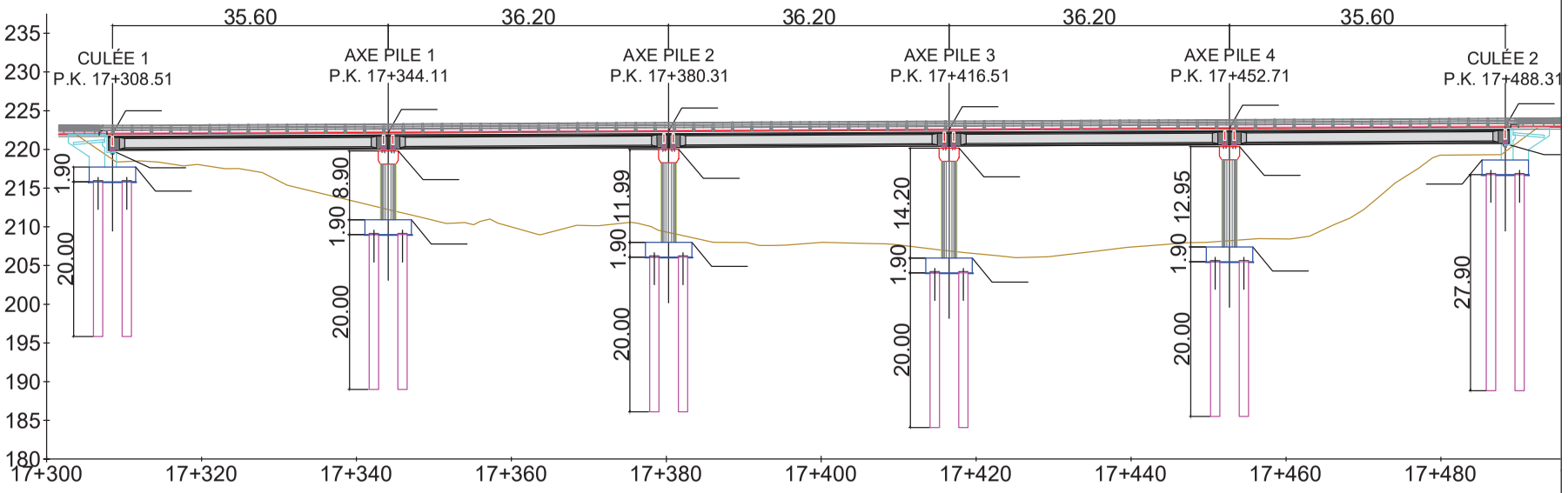


Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre	Page
KEHLI Chakib	Etude d'un pont au pk 17+300 sur la liaison autoroutière reliant la wilaya de MASCARA à l'autoroute EST - OUEST	DIMENSIONEMENT DU PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINT VIPP	28



Profil en plan Ech : 1/600

Profil en long Ech : 1/600



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre	Page
KEHLI Chakib	Etude d'un pont au pk 17+300 sur la liaison autoroutière reliant la wilaya de MASCARA à l'autoroute EST - OUEST	DIMENSIONEMENT DU PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINT VIPP	29

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

CHAPITRE IV
HYPOTHESE DE CALCUL

CHAPITRRE IV : HYPOTHÈSE DE CALCUL

IV.1. Les normes

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

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

IV.2. Modèles de calcul

Le calcul sera développé en utilisant de logiciel à éléments finis : ROBOT2019, et pour le calcul du ferraillage on se sert des pages d'Excel ou ROBOT Expert.

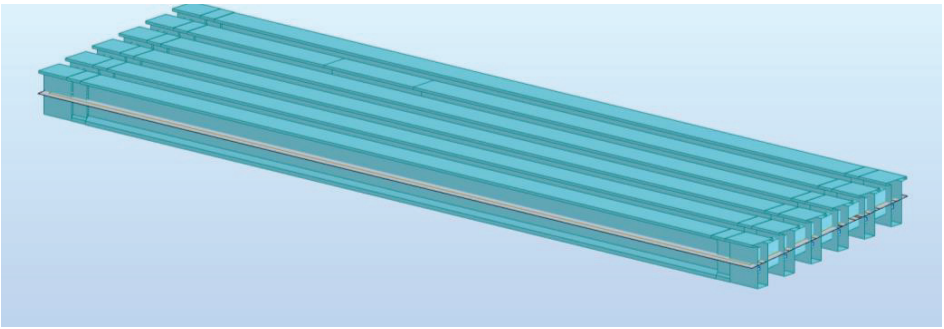


FIGURE 4.1 — MODELE DE

IV.2.1. Présentation du programme ROBOT

ROBOT™ Structural Analysis Professional est un programme de calcul qui permet de modéliser des structures complexe :

Les données d'entrée sont les suivantes :

- ✓ Caractéristiques des matériaux ;
- ✓ Géométrie de l'ouvrage

Chargements :

- ✓ Superstructures ;
- ✓ Charges d'exploitations ;
- ✓ Charges climatiques (gradient, variation linéaire, vent).

ROBOT génère automatiquement le poids propre des poutres et l'hourdis.

Les données de sortie sont les suivantes :

- ✓ Contraintes normales en fibre supérieure et inférieure ;

- ✓ Ensemble des sollicitations (N, T, M) ;
- ✓ Déplacement de la structure et réaction d'appuis ;
- ✓ Création d'enveloppes de résultats.

La convention de signe utilisée par ROBOT est la suivante :

- ✓ My : moment de flexion longitudinal ;
- ✓ Fz : effort tranchant ;
- ✓ F_X : effort normal <0 pour de la compression ;
- ✓ Kz : Les réactions ;
- ✓ S : contraintes normales ;
- ✓ T : contraintes tangentielles.

IV.2.2. Modélisation

Le dimensionnement de l'ouvrage sera évalué à l'aide d'un modèle 3D à élément finis "Barres et plaques" représentant l'effective géométrie du tablier (Poutres, Hourdis), sur lesquels on appliquera les charges locales réglementaires (RCPR).

IV.3. Actions et justification de calcul

On se rapporte aux Normes :

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

IV.4. Caractéristiques des matériaux

IV.4.1. Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

- ✓ **f_{c28} = 40 MPa** Pour la superstructure, le béton est dosé à 250 kg/m^3 de ciment CPA (Ciment Portland).
- ✓ **f_{c28} = 27 MPa** Pour la infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA.

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours notée «f_{t28}" est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} \quad \text{(MPa).}$$

Application Numérique :

Pour : f_{c28} = 40 MPa

f_{t28} = 3 MPa

Pour : f_{c28} = 27 MPa

f_{t28} = 2,22 MPa

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

IV.4.2. Les armatures

IV.4.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- ✓ La limite d'élasticité **:** f_e **= 500 MPa**
- ✓ Modules de la déformation élastique **:** E_s **= 200 GPa**
- ✓ Poids volumique : **ν = 78,5 kN/m^3**

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,40x6,00 pour la plupart.

IV.4.2.2. Armatures de précontraintes

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

- ✓ Résistance ultime : f_{prg} **= 1 770 MPa**
- ✓ Limite élastique : f_{peg} **= 1 593 MPa**
- ✓ Module d'élasticité : E_p **= 190 000 MPa**
- ✓ Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 1 mm²**
- ✓ Section d'un câble : A_p **= 1 680 mm²**
- ✓ Diamètre de gaine : **Φ = 80 mm**
- ✓ Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- ✓ Coefficient de Recul d'encrage **g = 6 mm**

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.
f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.5. Les contraintes admissibles

IV.5.1. Béton

IV.5.1.1. Contrainte admissible à la compression a l'ELU

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

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

Application Numérique :

Pour f_{c28} = 40 MPa

$$f_{bu} = \begin{cases} 22.67 \text{ MPa en situations durables ou transitoires} \\ 29.56 \text{ MPa en situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 27$ MPa

$$f_{bu} = \begin{cases} 15.30 \text{ MPa} & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 19.96 \text{ MPa} & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

IV.5.1.2. Contrainte admissible à la compression a l'ELS

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

Application Numérique :

Pour $f_{c28} = 40$ MPa ; $f_{bc} = 24$ MPa
Pour $f_{c28} = 27$ MPa ; $f_{bc} = 16{,}2$ MPa

IV.5.1.3. Contrainte admissible de traction

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

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

Application Numérique :

Pour $f_{c28} = 40$ MPa

$$f_{ts} = \begin{cases} 3 \text{ MPa} & \text{, Section d'enrobage} \\ 4.5 \text{ MPa} & \text{, Hors section d'enrobage} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 27$ MPa

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

NB :

Ils existent d'autres notations pour les contraintes admissibles de compression et de traction. Notamment :

f_{bc} / $\overline{\sigma_{bc}}$ **: Pour les contraintes admissibles de compression ;**
f_{ts} / $\overline{\sigma_{bt1}}$ **: Pour les contraintes admissibles de traction hors section d'enrobage ;**
f_{ts} / $\overline{\sigma_{bt2}}$ **: Pour les contraintes admissibles de traction section d'enrobage.**

IV.5.1.4. Déformation longitudinale du béton

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

- Module de déformation instantanée du béton pour < 24h :

$$Eij = 11\ 000 \times \sqrt[3]{fCj}$$

- Module de déformation sous chargement de langue durée :

$$Eij = 3\ 700 \times \sqrt[3]{fCj}$$

IV.5.2. Les armatures

IV.5.2.1. Contrainte limite de traction

- En fissuration peu nuisible : $\boldsymbol{\sigma_s = {fe}/{\gamma s}}$
- En fissuration préjudiciable : $\boldsymbol{\sigma_s = min\{\ {2}/{3} \times fe\ ;\ 110\sqrt{n \times ftj}\ \}}$
- En fissuration très préjudiciable : $\boldsymbol{\sigma_s = min\ \{\ {1}/{2} \times fe\ ;\ 90\sqrt{n \times ftj}\ \}}$

Avec :

$\mathbf{n = 1{,}60}$; $\boldsymbol{\gamma_s} = \begin{cases} 1{,}15 & \text{en situations durables ou transitoire} \\ 1 & \text{en situactions accidentelles} \end{cases}$

Application Numérique :

En fissuration peu nuisible :

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

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 228{,}63\ MPa$$

En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 187{,}06\ MPa$$

IV.5.2.2. 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.

CHAPITRE V
CALCUL DES CHARGES

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES

V.1. Les actions

Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

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

V.1.1. Les actions hors trafic

V.1.1.1. Les actions permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

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

V.1.1.2. Actions variables hors trafic

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

V.1.2. Les actions dues au trafic

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR :
Règles définissant les **C**harges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **P**onts **R**outes).

DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
D .T. R.
REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES

V.1.3. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un **R**èglement **P**arasismique **A**lgérien des **O**uvrages d'Art (RPOA2008).

V.2. Evaluation des actions hors trafic

V.2.1. Actions permanentes

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

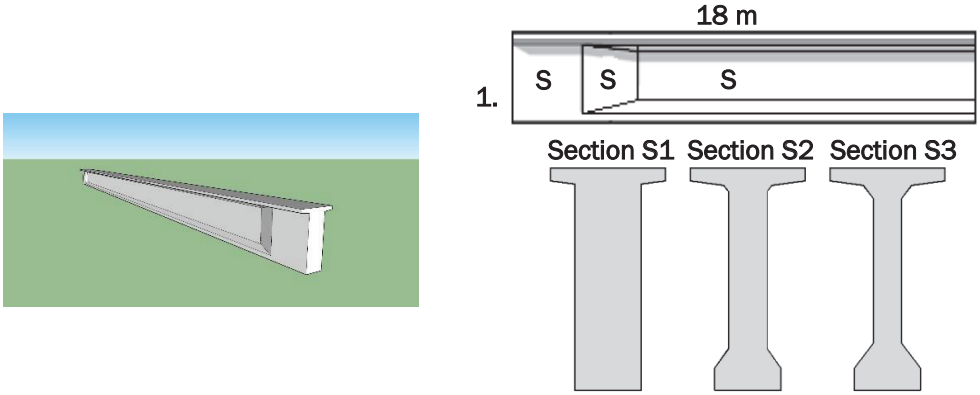
V.2.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

- **Poids des poutres :**

La poutre étant à section variable comme on le démontre dans la figure ci-dessous : (**Voir Chapitre 3**)

FIGURE 5.1 — LES SECTIONS DE LA



D'après la figure 5.1 on a :

$$P = 2 \times (S_1 \times L_1 + S_2 \times L_2 + S_3 \times L_3) \times \gamma_{BP} \quad (kN)$$

$$P_{Poutre} = 645.2 \text{ kN} \rightarrow P_{Poutre} = 17.92 \text{ kN/ml}$$

- **Poids de la dalle :**

Épaisseur de la dalle est de 25 cm.

$$P_{dalle} = 0{,}25 \times 11{,}75 \times 25 = 70.313 \text{ kN/ml}$$

- **Poids des entretoises :**

Épaisseur l'entretoise est de 35 cm.

$$P_{entretoise} = 2 \times [25 \times 0{,}3 \times 7.1] = \mathbf{213.2\ kN}$$

CP = 177.84 kN/ml.

V.2.1.2. Complément des charges permanentes CCP

- **Poids du revêtement :**

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur placée sur le tablier, de poids volumique de 24 kN/ml.

$P_{revêtement} = 9.75 \times 24 \times 0.08 \times 1 = 18.72$ kN/ml

- **Poids des corniches :**

$P_{corniches} = P_{c\text{-}gauche} + P_{c\text{-}droite} = (S_1 + S_2) \times 1 \times \gamma_{BP}$ (kN/ml)

$P_{corniches} = 8.6$ kN/ml

- **Les glissières de sécurité :**

Le poids de la glissière de sécurité type H3 est P= 0,48 KN/ml.

Le poids des glissières de sécurité pour deux chaussées P = 0,96 KN/ml.

Le bilan :

La charge complémentaire CCP = poids (revêtement + corniches + glissières de sécurité).

CCP = 28.28 kN/ml.

P_{Total} = 206.12 KN/ml

V.2.1.3. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2 — RCPR ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C.
On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

V.3. Evaluation des actions dues au trafic

V.3.1. Charge à considérer

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont indépendants. Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.
En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds M ou de convois exceptionnels D.

V.3.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont

V.3.2.1. Largeur roulable

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.
Pour notre pont : **L_r = 9.75 m**

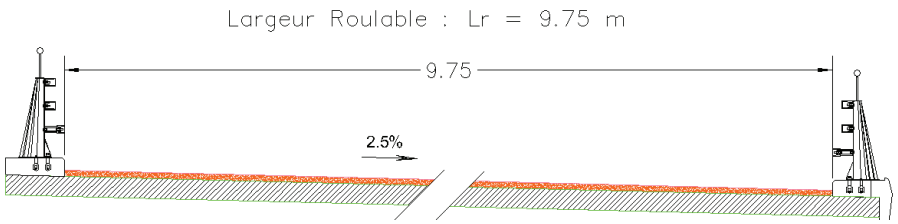


FIGURE 5.2 — LA LARGEUR ROULABLE.

V.3.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

D'après la figure 4.1 — RCPA, la largeur chargeable de l'ouvrage est :

$$\mathbf{L_c = 8.75\ m}$$

V.3.2.3. Nombre de voies

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

$L_r = 9.75$ m.
$L_c = 8.75$ m.

$$\mathbf{N = LC / 3} \rightarrow N = 8.75/3 = 2.91 \rightarrow \mathbf{N = 2\ voies}$$

V.3.2.4. Largeur d'une voie

$$\mathbf{V = L_c / 2 = 4.3\ m}$$

V.3.2.5. 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 5.1 — Classe des ponts.

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

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

NB :

Les charges de type B_c, B_t, MC120, D240 sont des charges mobiles. Le logiciel de calcul ROBOT applique ces charges dans toutes les positions longitudinales possibles du pont en ayant un pas de 1 m.

V.3.3. Système de charge A

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge **A(l)**, exprimé en kN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad \text{(KN/m²)}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients a_1 du tableau 5.2.

Tableau 5.2 — Coefficients a_1.

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

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

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases} \quad \text{(KN/m²)}$$

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, $v_0 = 3.50$ m.

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau 5.3 — Valeurs de la charge A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	$A(l) x a_1 x a_2$	L_v	A(l)
					(kN/m²)	(m)	(kN/ml)
1	36	9.80	1	0.80	7.84	4.38	34.30
2	36	9.80	1	0.80	7.84	8.75	68.60

V.3.4. 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).

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

V.3.4.1. Système de charge B_c

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

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut ;
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable Figure 5.3.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système $\mathbf{B_c}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$, donné par le tableau 6.4.

FIGURE 5.3 — SYSTEME DE CHARGEMENT B_C.

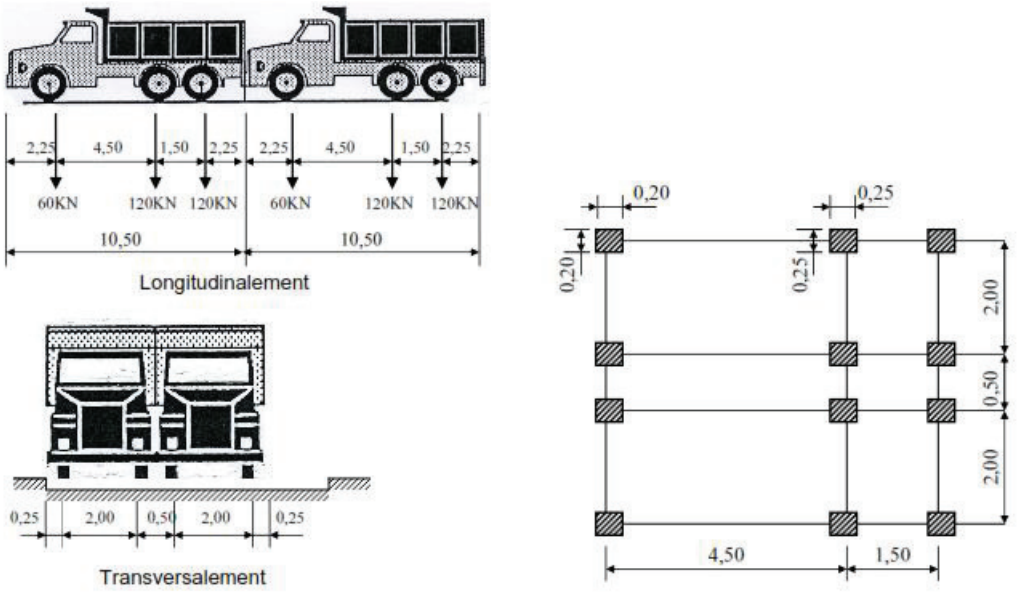


Tableau 5.4 — Valeurs de b_c.

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

Les valeurs de charge $\mathbf{B_c}$ sont résumées dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 — Valeurs de B_c.

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

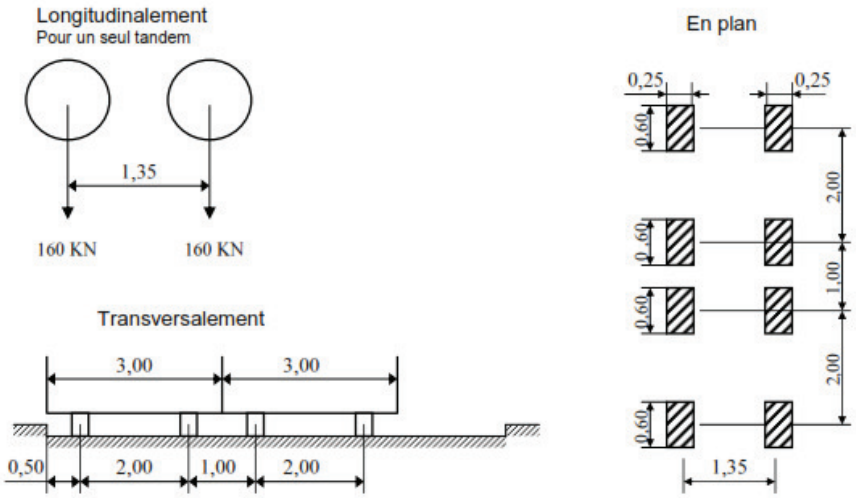
V.3.4.2. Système de charge B_t

Un tandem du système $\mathbf{B_t}$ comporte deux essieux (2 x 160 kN), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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

FIGURE 5.4 — SYSTEME DE CHARGEMENT B_T.



En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$ qui est présenté dans le tableau 6.6.

Tableau 5.6 — Valeurs de b_t.

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

Les valeurs de charge $\mathbf{B_t}$ sont résumées dans le tableau 6.7.

Tableau 5.7 — Valeurs de B_t.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3 - 4	640	1.2	768

V.3.5. Coefficient de majoration dynamique

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

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;
G : sa charge permanente ;
S : sa charge B maximale.

Tableau 5.8 — Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ.

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	36	7508.6	1320	1.074
B_t			768	1.064
Mc120			1100	1.070

V.3.6. Efforts de freinage

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

V.3.6.1. Système de charge B_c

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

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

V.3.6.2. Système de charge A

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

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

Dans laquelle :

S : surface chargée en (m^2).

Tableau 5.9 — Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l).

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	157.50	7.84	60.08
2	315.00	7.84	117.03

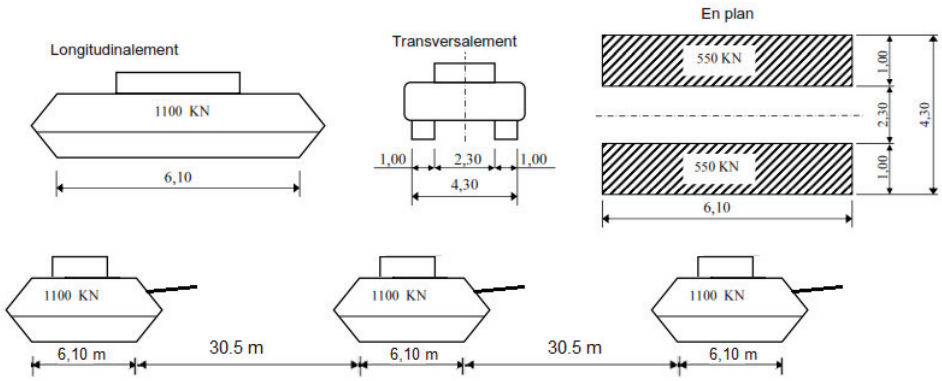
V.3.7. Charges militaires : Mc 120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc 120** susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment **A** et **B**.

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

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

FIGURE 6.5 — CONVOI MC 120.



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.

Dans notre pont $L_{portée}$ = 40 m le nombre des convois qui peut circuler en même temps dans le sens longitudinal est égal à 1, plus une partie du deuxième convoi.
Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ,** qui est égale **1,07.**

V.3.8. Convoi exceptionnel : D240

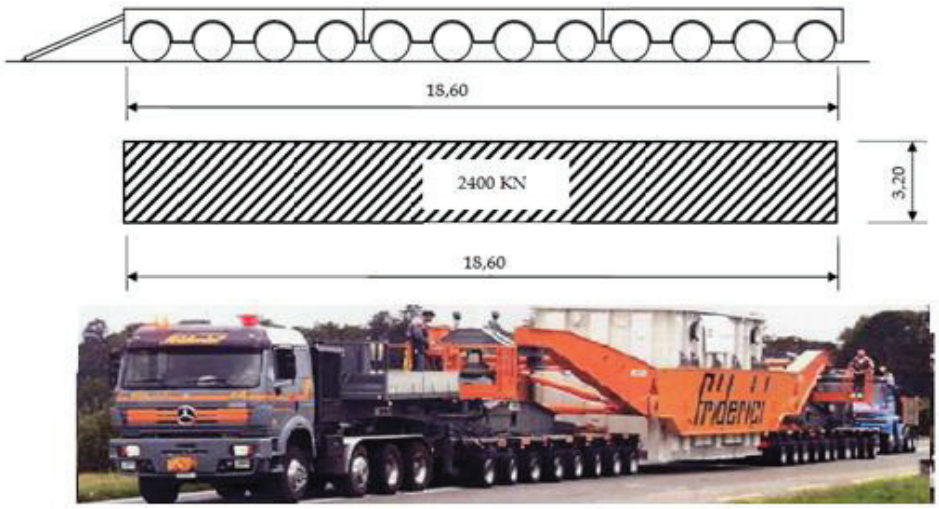
Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à 129 k N/ml.

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

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

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

FIGURE 5.6 — CONVOI EXCEPTIONNEL



V.4. Actions sismiques

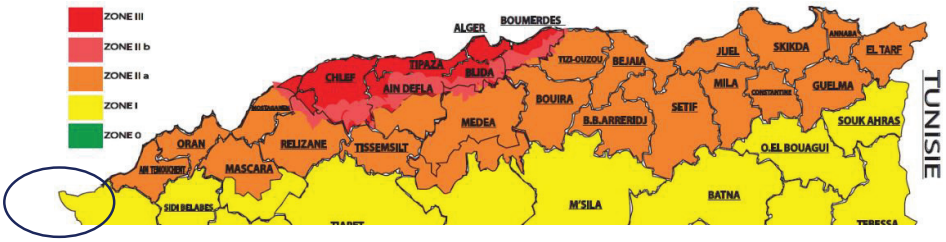
Le séisme est considéré comme une action accidentelle. Le calcul sera effectué conformément au **RPOA 2008**.

- **Zone sismique :**

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

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

FIGURE 5.7 — CARTE DE ZONAGE SISMIQUE EN



- **Groupe d'usage 2 : Pont important**

Dans ce groupe sont classés les ponts franchissant au moins une des voies terrestres suivantes :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire.

- **Coefficient d'accélération de zone :**

Le coefficient d'accélération de zone A, est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, définie précédemment, est indiqué dans le tableau 6.10 ci-dessous :

Tableau 5.10 — Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	**0,20**	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Dans notre cas : $\begin{bmatrix}\text{groupe d'usage 2}\\ \text{Zone sismique IIa}\end{bmatrix} \Rightarrow$ **A = 0.20**

- **Sites :**

D'après la coupe géologique présentée dans le chapitre 2, notre site est classé en catégorie **S3**.

V.5. Les combinaisons

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

V.5.1. Etats limites

On distingue conventionnellement deux états limites :

- ✓ Etats limites de service ;
- ✓ Etats limites ultimes.

V.5.1.1. Etats limites de service ELS

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes, qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement

V.5.1.2. Etats limites ultimes ELU

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

V.5.2. Valeurs caractéristiques des actions

V.5.2.1. Coefficients pour les actions permanentes

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles définie au **5.2**, multipliées par les coefficients du tableau 5.11 ci-apres qui dépendent de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Tableau 5.11 — Coefficient multiplicateurs des actions permanentes.

Charge	γG_{max}	γG_{min}
Poids propre	1,06	0,90
Enrobé et béton bitumineux	1,40	0,8
Autres équipements	1,20	0,8

V.5.2.2. Coefficients pour les actions permanentes

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles définies au **5.3**, multipliées par les coefficients du tableur 5.12 ci-après qui dépend de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Tableau 5.12 — Coefficient multiplicateurs des actions dues au trafic.

Charge	Nature de l'état limite	
	ELU	ELS
- Charges de chaussées et effets ; - Charges sur remblais.	1,07	1,2
- Charge militaire ; - Charges exceptionnelles.	1.0	1.0

V.5.3. Formes générales des combinaisons d'actions

Les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour la justification de l'ouvrage avec les notations suivantes :

T : la variation uniforme de température ;
ΔΘ : le gradient thermique vertical ;
$\mathbf{G_{max}}$: l'ensemble des actions permanentes défavorable ;
$\mathbf{G_{min}}$: l'ensemble des actions permanentes favorable ;
$\mathbf{Q_r}$: les charges de chaussées A(l) ou B avec les surcharges de trottoirs ;
$\mathbf{Q_{rp}}$: les charges militaires ou exceptionnelles ;
S : l'ensemble des actions dus à la variation linéaire ;
$\mathbf{A_d}$: la charge accidentelle.

V.5.3.1. Etats limites ultimes

- **Combinaisons fondamentales**

$$1.35G_{max} + G_{min} + S + \begin{cases} 1.50Q_r \\ 1.35Q_{rp} \end{cases} + 1.50(0.6T + 0.5\Delta\Theta)$$

V.5.3.2. Etats limites de service

$$G_{max} + G_{min} + S + \begin{cases} Q_r \\ Q_{rp} \end{cases} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

$$G_{max} + G_{min} + T$$

$$G_{max} + G_{min} + \Delta\theta$$

V.5.3.3. Cas sismique

$$G + S + \begin{cases} 0.20Q_r \\ 0.20Q_{rp} \end{cases} + 0.4T$$

CHAPITRE VI
MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

CHAPITRE VI : MODÉLISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

VI.1. Définition

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.

VI.2. Présentation du logiciel de modélisation

ROBOT 2019 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT 2019 pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

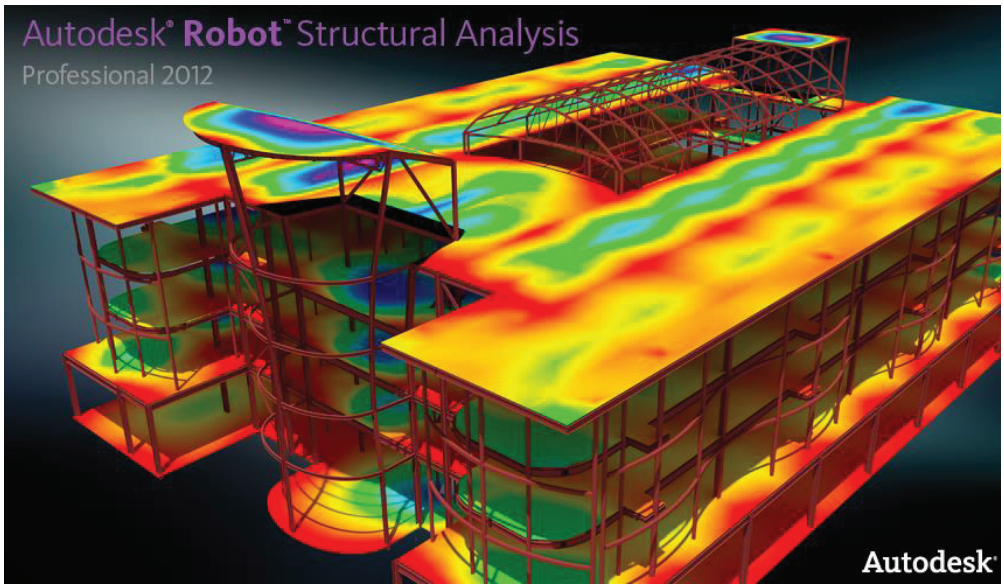
ROBOT 2019 permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

ROBOT 2019 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

ROBOT 2019 permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.

ROBOT 2019 est un logiciel adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferraillage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

FIGURE 6.1 — ROBOT 2012.



VI.3. Modélisation de l'ouvrage

VI.3.1. Modèle Structurel

Un modèle de calcul est établi avec l'aide des logiciels professionnels ROBOT 2019 pour analyser l'ensemble de l'ouvrage ou les éléments composants, de manière à réaliser l'automatisation de la conception, du calcul et de la vérification de la sécurité de l'ouvrage.

Pour l'analyse du tablier dans les directions longitudinales ont utilisé un modèle de grille constitue par 6 poutres de 35 m de longueur également distribue, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarisées transversalement par une dalle de 25 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 5 travées (pour chaque sens) identiques et indépendantes, que nous a conduit à modéliser une seule travée pour évaluer les efforts, voir schéma mécanique du pont présenté en paragraphe.

VI.3.2. Les étapes de modélisation

La modélisation en 3d de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. La déclaration des lignes de constructions.
2. La déclaration des nœuds.
3. Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
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.

VI.3.3. Modélisation des éléments de la structure

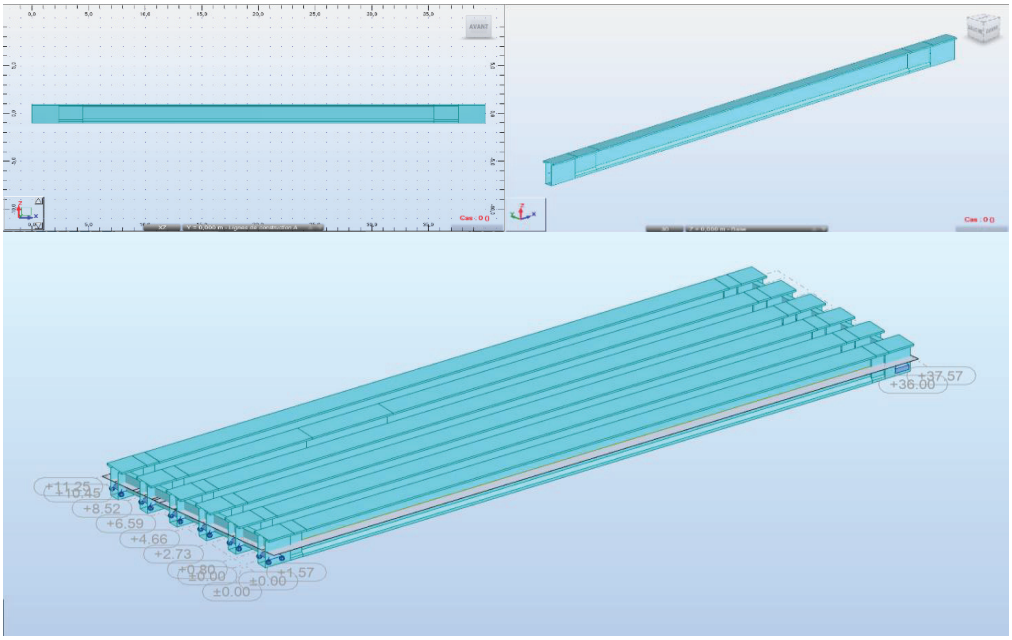
Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles, entretoises). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après.

VI.3.3.1. Les poutres

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

Pour la modélisation de la poutre on utilise l'élément « **Barre** ».

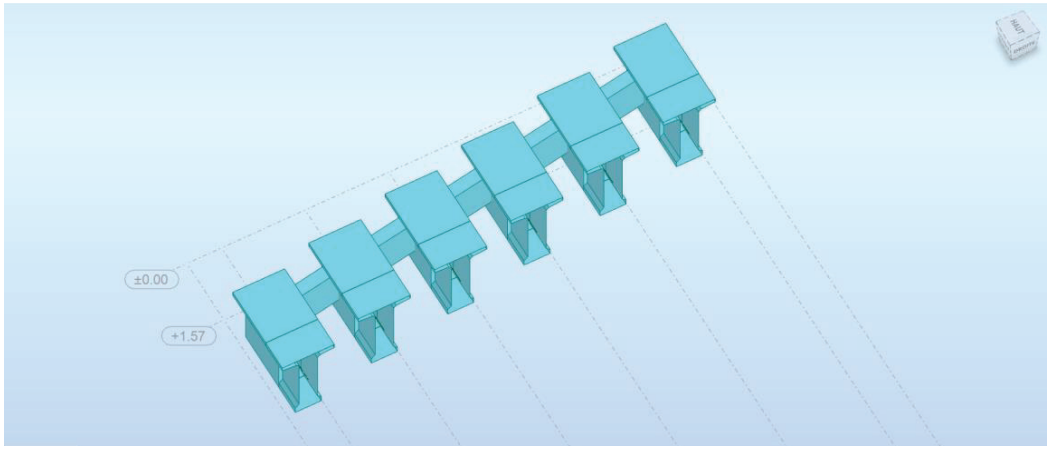
FIGURE 6.2 — MODELISATION DES POUTRES.



VI.3.3.2. Les entretoise

Les entretoises ont été modélisées en utilisant l'élément « **Barre** » encore dans leur position réelle (ligne d'appuis).

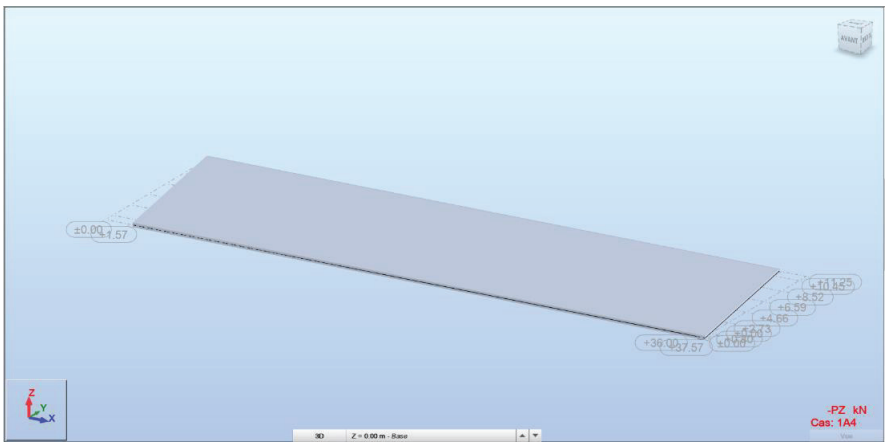
FIGURE 6.3 — MODELISATION DES ENTRETOISES.



VI.3.3.3. L'hourdis

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

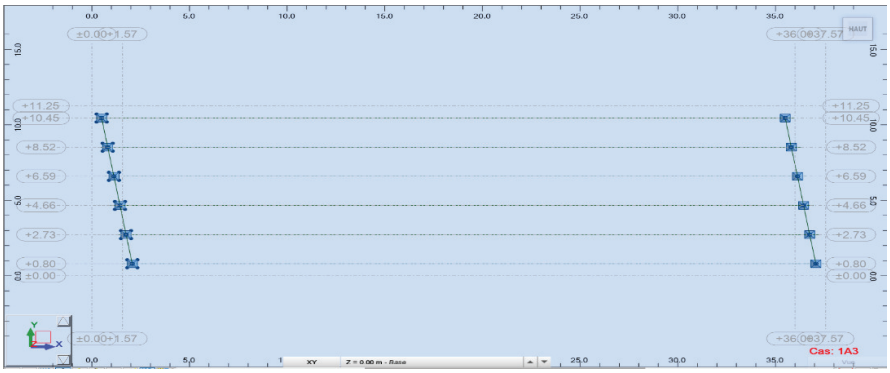
FIGURE 6.4 — MODELISATION DE L'HOURDIS.



VI.3.3.4. Les appuis

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

FIGURE 6.5 — MODELISATION DES APPUIS.



On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis double.

VI.3.4. Modélisation des charges et surcharges

VI.3.4.1. Définition des charges

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

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

Ces charges sont définies dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 — Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	PP	Charge Permanente	Poids propre des poutres et les entretoises.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche + Bordures		Poids des cornique et bordures
	Asphalt		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T		Charge température	La variation de température
Gth			Gradient thermique
A(l)		Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)
B_c		Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion
B_t			Charge mobile - Tandem
Mc120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile - Exceptionnelle

VI.3.4.2. Les combinaisons

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les combinaisons des charges sont mentionnées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 6.2 — Combinaison de charges à ELS.

Etats	Type Combinaison	Formule						
ELS 1	Rare	G_{max}	+	1,2 $A(l)_{1Voie}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 2	Rare	G_{max}	+	1,2 $A(l)_{2Voies}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 3	Rare	G_{max}	+	1,2 $B_{C\text{-}1Voie}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 4	Rare	G_{max}	+	1,2 $B_{C\text{-}2Voies}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 5	Rare	G_{max}	+	1,2 $B_{t\text{-}1Voie}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 6	Rare	G_{max}	+	1,2 $B_{t\text{-}2Voies}$	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 7	Rare	G_{max}	+	D 240	+	0,6 T	+	0,5 GTh
ELS 8	Rare	G_{max}	+	Mc120	+	0,6 T	+	0,5 GTh

Tableau 6.3 — Combinaison de charges a ELU.

Etats	Type de Combinaison	Formule						
ELU 1	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ A(l)_{1Voie}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 2	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ A(l)_{2Voies}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 3	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ B_{C\text{-}1Voie}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 4	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ B_{C\text{-}2Voies}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 5	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ B_{t\text{-}1Voie}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 6	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	$1,5\ B_{t\text{-}2Voies}$	+	0,9 T	+	0,75 GTh
ELU 7	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	1,35 D 240	+	0,9 T	+	0,5 GTh
ELU 8	Fondamentale	$1,35G_{max}$	+	1,35 Mc120	+	0,9 T	+	0,5 GTh

NB :

G_{max} = 1,06 Poids propres (Dalle + Poutres + entretoises) + 1.4 Poids de Revêtement + 1.4 (Autres équipements), Article 6.2.1.1 RCPR.

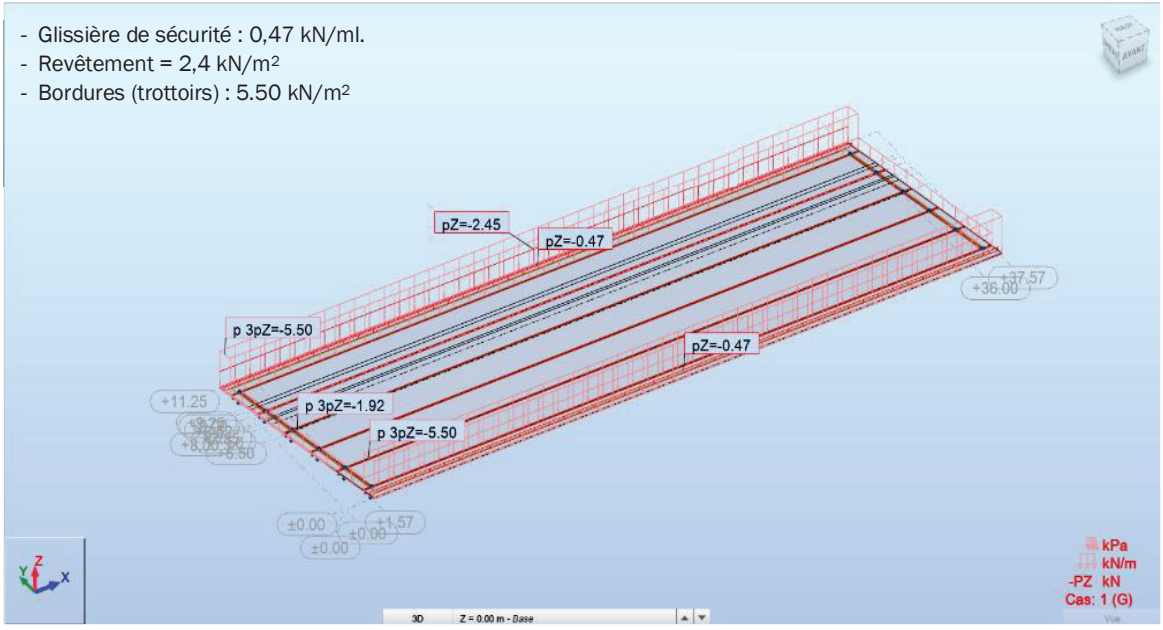
VI.3.4.3. Affectation des charges

- **Charges permanentes :**

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

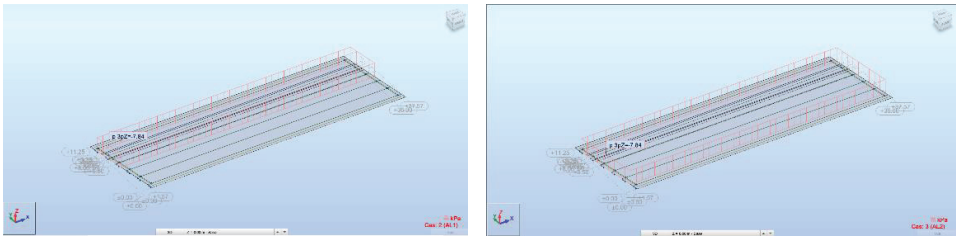
FIGURE 6.6 — LES CHARGES PERMANENTES APPLIQUES SUR LE MODELE GLOBALE.



- **Surcharges A(l) :**

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

FIGURE 6.7 — AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE A.



- **Les charges mobiles :**

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

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

FIGURE 6.8 — AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE D240.

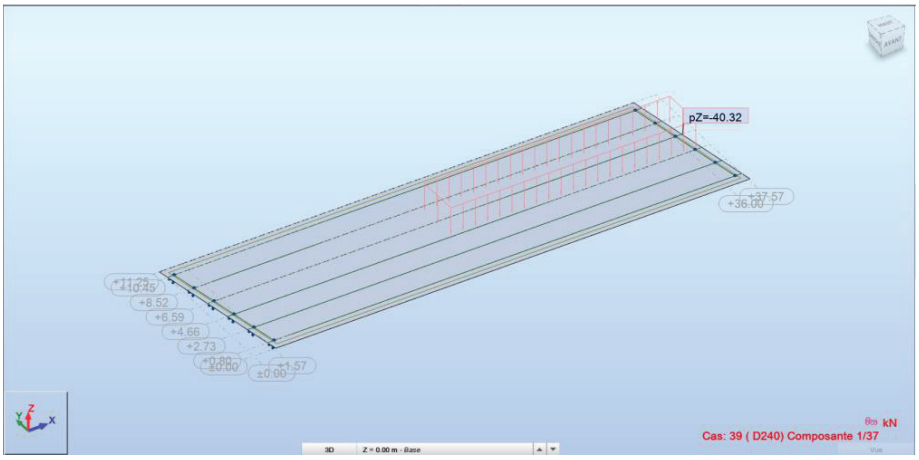


FIGURE 6.9 — AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE MC120.

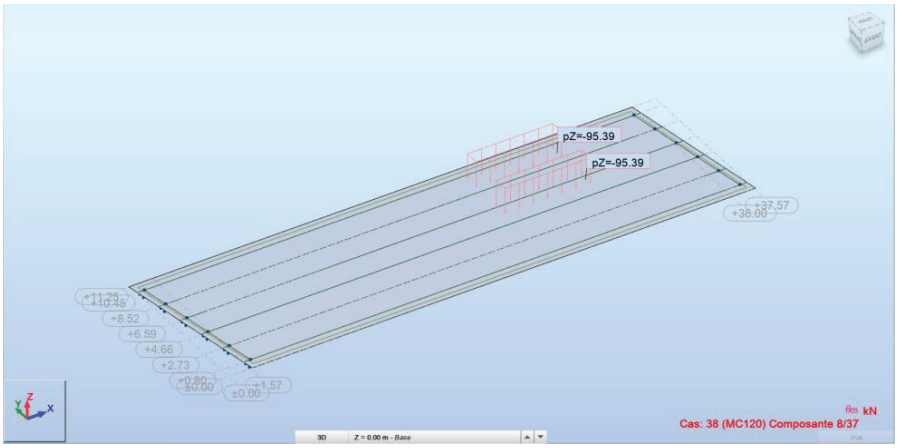


FIGURE 6.10 — AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE BC.

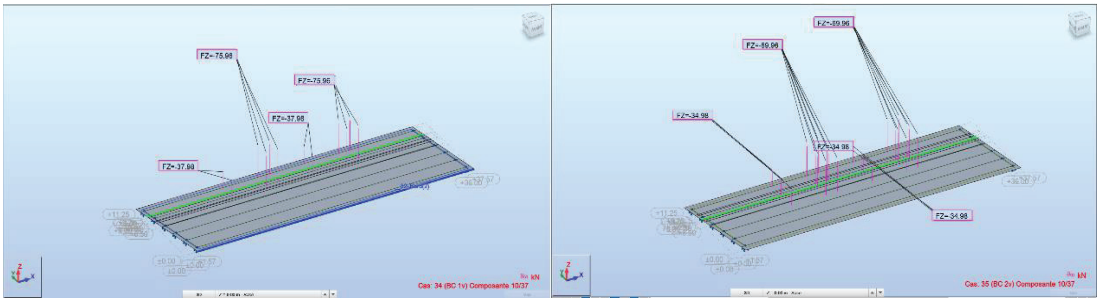
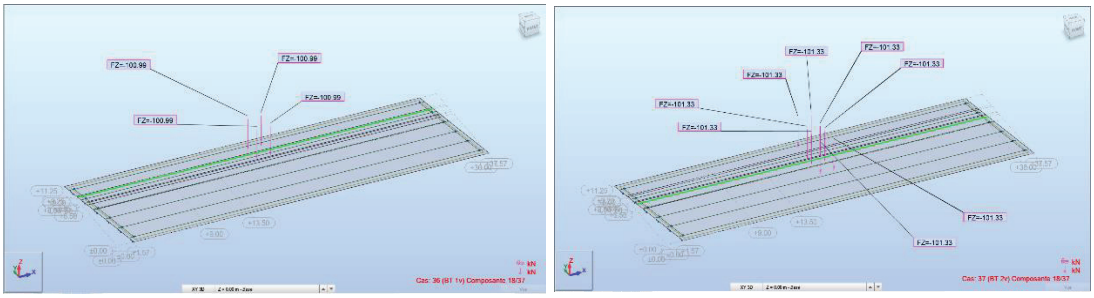


FIGURE 6.11 — AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE BT.



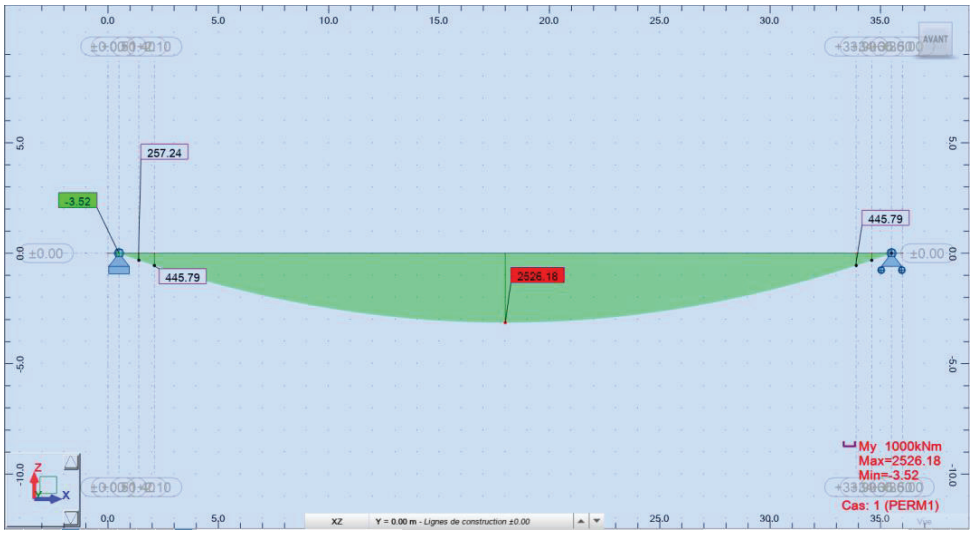
- **Action thermique :**

Pour le calcul des effets des actions thermiques sur le système, on a appliqué des variations T = 35°c seulement sur l'épaisseur de la dalle et un gradient thermique de 7°c.

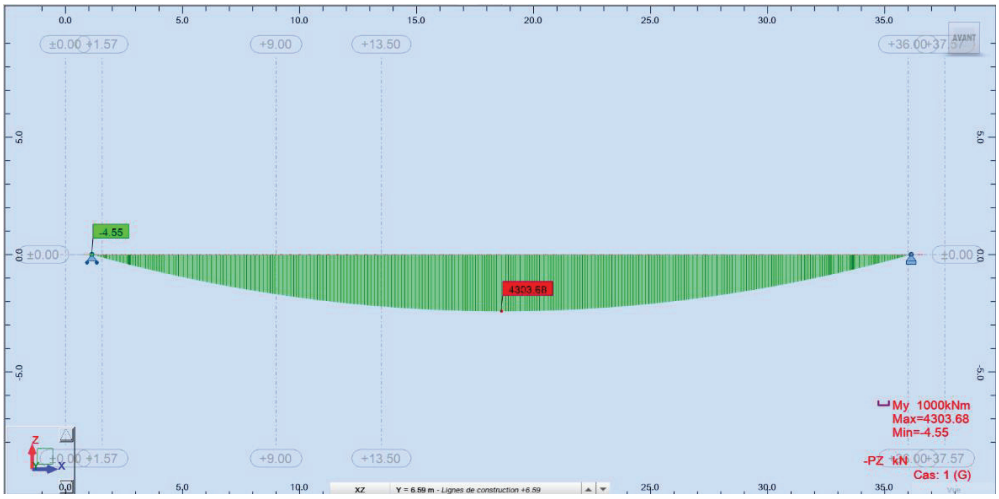
VI.4. Résultats

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes, les autres sont mentionnés en Annexe A.

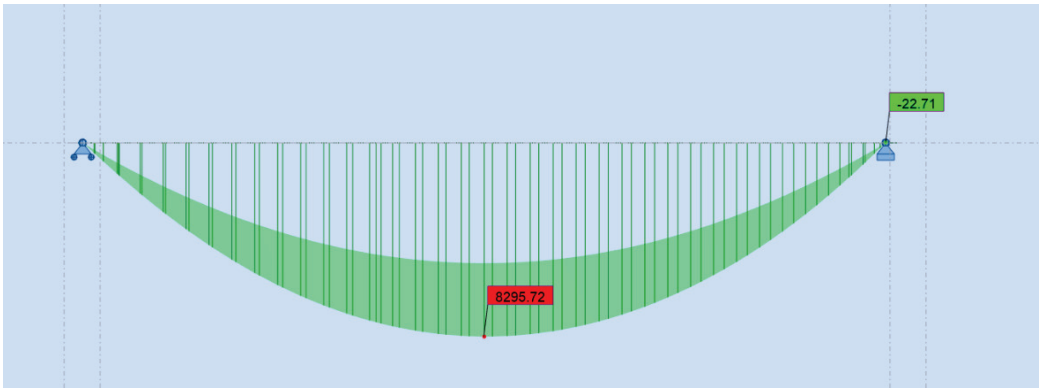
- **Moments poids propre de la poutre :**



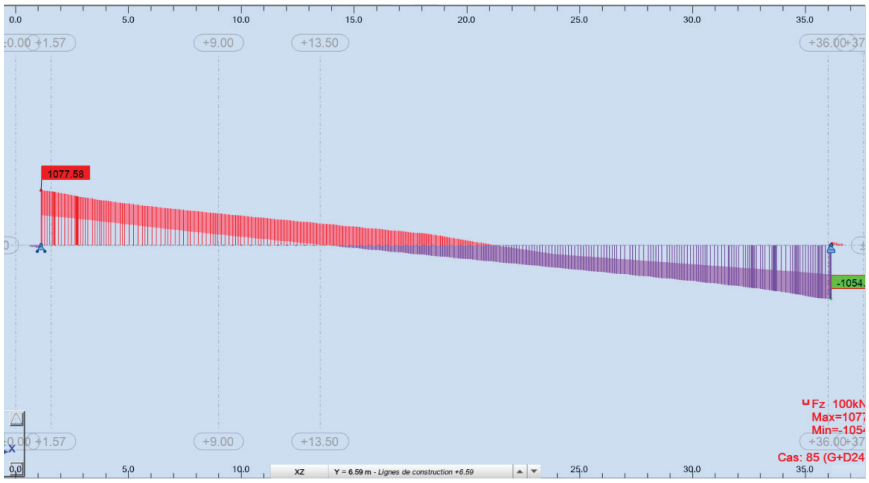
- **Moments poids poutre + dalle :**



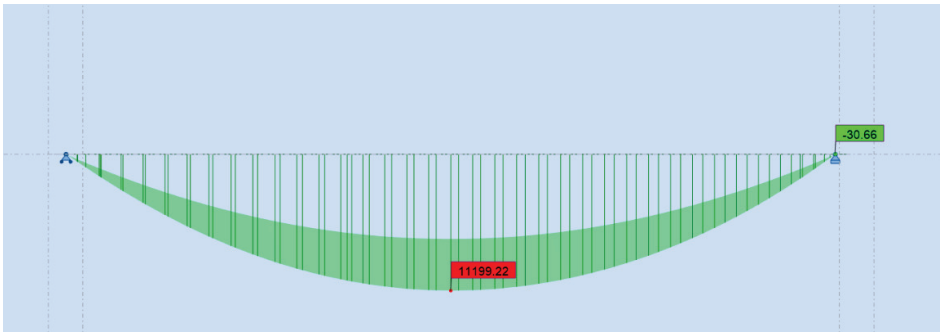
- **Moments ELS max :**



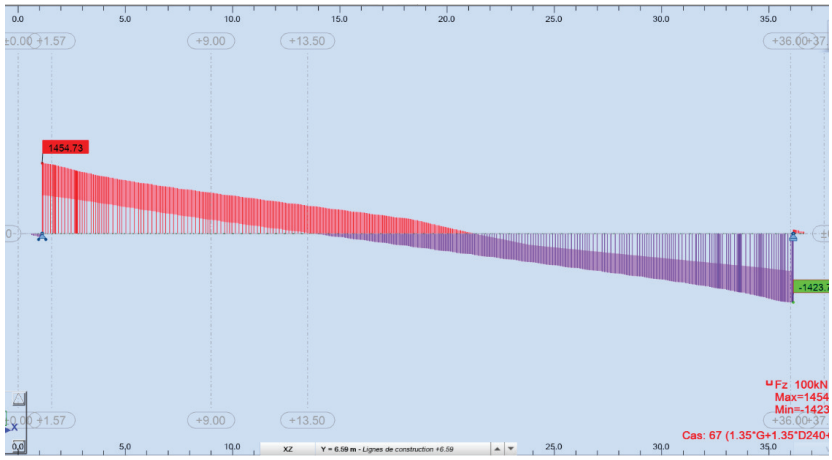
- **Effort tranchant ELS max :**



- **Moments ELU max :**



- **Effort tranchant ELU max :**



***Annexe A** : Modélisation et Résultats de Calcul*.

VI.5. Evaluation de l'effort sismique *RPOA-2008*

Pour l'évaluation des efforts sismique on utilise la méthode manuelle à cause de la complicité de modèle de calcul par ROBOT 2019. Le tablier pris en considération est le tablier côté gauche qui présente des hauteurs plus moins supérieures par rapport au tablier côté droite.

VI.5.1. Caractéristiques relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en groupe 2 (pont important) ;
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), résultats du laboratoire de géotechnique ;
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique II-a ;
- L'accélération de zone A= 0.20.

VI.5.2. Spectre de dimensionnement

Le spectre de réponse élastique (T,ξ) pour les deux composantes horizontales longitudinale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage :

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

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

η : facteur de correction de l'amortissement, $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

T_2 : **période** caractéristique associées à la catégorie de site ;

S : coefficient du site ;

A : coefficient d'accélération.

Tableau 6.4 — Valeurs de T1, T2, et S pour la composante horizontale.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	**0,20**	0,20
T2	0,30	0,4	**0,50**	0,70
S	1	1,1	**1,20**	1,3

VI.5.3. Effet de séisme

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

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

F=M.Sa(T)

Où :

M : est La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés ;

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

La période fondamentale **T** a pour expression : $T = 2.\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

VI.5.4. Evaluation de l'effort sismique longitudinale

VI.5.4.1. Evaluation de la masse du tablier

$$M_{Tablier} = M_{Poutres} + M_{Dalle} + M_{Entretoises} + M_{CCP}$$

Application Numérique :

$M_{Poutres}$ = 5 x 6 x 645.2 = 19 356.00 kN = 1973762.7 Kg

$M_{Entretoises}$ = 106.59 x 5 = 532.95 kN = 54345.77 Kg

M_{Dalle} = 70.31 x 180.8 = 12 712.50 kN = 1296314.23 Kg

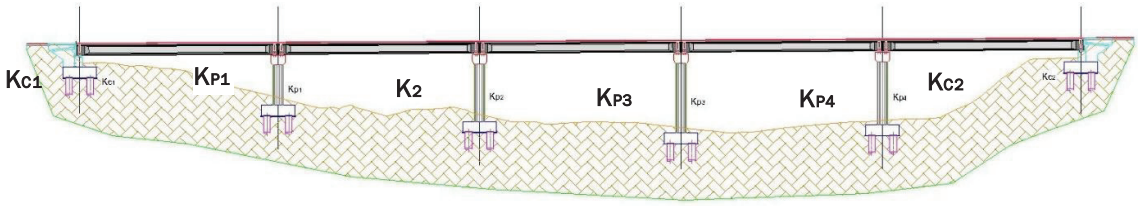
M_{CCP} = 27.77 x 180.8 = 5 019.91 kN = 511888.36 Kg

$$M_{Tablier} = 3\ 770\ 900\ Kg$$

VI.5.4.2. Evaluation la raideur totale K :

La raideur du système comprend la raideur des appuis (Piles + appareils d'appui) et la raideur des appareils d'appui sur culées.

FIGURE 6.12 — REPARTITION DES RAIDEURS.



- **Raideurs des appareils d'appui (k)** :

La raideur de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1,2 MPa en condition sismique ;
a x b : surface en plan de l'appareil d'appui de pile = 0,35 x 0,35 m² ;
a x b : surface en plan de l'appareil d'appui de culée = 0,35 x 0,30 m² ;
T : épaisseur des feuilles en caoutchouc de l'appareil d'appui, T = 0,055 m

Application Numérique:

$$kap = 1{,}2 \times \frac{0.35 \times 0.35}{0.055} = 2.67\ MN/m$$

$$ka\ culée = 1{,}2 \times \frac{0.35 \times 0.30}{0.055} = 2.29\ MN/m$$

- **Raideurs des piles (k_{Pile}) :**

Pour le cas d'une pile encastrée a la base et libre en haut la raideur est donnée par la formule suivante :

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

k_{pile} : raideur de la pile ;
n : nombre de colonnes, n= 3 ;
E : module d'élasticité instantané du béton = 33000 MPa ;
I : moment d'inertie en plan de colonne, $I = \frac{\Pi d^4}{64}$
h : hauteur de fût.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 — Valeurs de raideurs des fûts.

Piles	H_{moy}	D	I	n Fût	$k_{Fût}$
	(m)	(m)	(m^4)		(MN/m)
P1	7.20	2	0.79	2	416.77
P2	10.28	2	0.79	2	143.20
P3	12.50	2	0.79	2	79.54
P4	11.25	2	0.79	2	109.13

La raideur totale de l'appui est un assemblage en série de deux ressorts (pile et appareils d'appuis).

$$KApp = \frac{1}{\frac{1}{kPille} + \frac{1}{kA - APP}}$$

Avec :

K_{App} : rigidité de l'appui.

Les raideurs des piles sont résumées dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 — Valeurs de raideurs des piles.

Piles	$k_{Fût}$	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_{appuis}
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)
P1	416.77	2.67	12	29.78
P2	143.20	2.67	12	26.20
P3	79.54	2.67	12	22.86
P4	109.13	2.67	12	24.79

- **Raideur de la culée (k_c) :**

Puisque la culée est infiniment rigide dans le sens longitudinal, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appuis :

$$Kc = n \times K_{ap-culée}$$

n : nombre d'appareils d'appuis.

Application Numérique :

n = 6 appareil

$$Kc = 6 \times 2.29 = 11.45\ MN/m$$

❖ **Raideur totale du système (K_T) :**

La raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme,

$$KT = \sum Ki$$

Application Numérique:

$$KT = 131120108.78\ N/m$$

VII.5.4.3. Evaluation de l'amortissement

Le pont étudier est un pont courant avec une pile en béton armé, le règlement préconise d'adopter un taux d'amortissement de 5%, ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction (**η = 1**).

$$T = 2.\pi\sqrt{\frac{\mathrm{Mt}}{Kt}}\ [s]$$

VI.5.4.4. Période propre de l'ouvrage

La période fondamentale **T** est donnée par la formule définie en paragraphe **6.5.3**.

Application Numérique:

$$KT = 131120108.76\ N/m$$

$M_{Tablier}$ = **37,71** MN = 3 770 900 kg

$$T = 2.\pi\sqrt{\frac{3\ 770\ 900}{131120108.76}}\ ; T = 1.07\ s$$

VI.5.4.5. Evaluation de la force sismique longitudinale

La période du système se situe entre T_2 s et 3 s, donc on utilisera la 3ème équation du spectre élastique **6.5.2**.

Application Numérique :

A = 0,20 ;
S = 1,20 ;
T_1 = 0,20 s ;
T_2 = 0,50 s ;
η = 1;
M = 37 71 t ;

$$Sad(T,\xi) = 2{,}5 \times 1 \times 0{,}20 \times 9{,}81 \times 1{,}20 \times (\frac{0{,}5}{1{,}07}) = 2.76\ m/s^2$$

$$F = 37\ 71 \times 2.76 = \ 10\ 415.30\ kN$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d = \frac{T^2}{4\pi^2} \times s_a$$; d= 0.079 m = 7.9 cm.

VI.5.4.6. Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

L'effort sismique revenu à chaque appui est résumé dans le tableau 6.7.

Tableau 6.7 — L'effort sismique revenu à chaque appui.

Piles	K_{appui}	K_T	F	F_{appui}
	(MN/m)	(MN/m)	(kN)	(kN)
C1	13.75	131.12	10415.3	1091.8
P1	29.78	131.12	10415.3	2365.6
P2	26.20	131.12	10415.3	2081.4
P3	22.86	131.12	10415.3	1815.6
P4	24.79	131.12	10415.3	1969.0
C2	13.75	131.12	10415.3	1091.8

NB :

Les deux composantes verticale et transversale du séisme est généralement n'est pris en considération dans les études des ponts courants.

VI.5.5. Evaluation de l'effort sismique vertical :

- **Raideurs des appareils d'appui (k)** :

La raideur de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1,2 MPa en condition sismique ;
a x b : surface en plan de l'appareil d'appui de pile = 0,35 x 0,35 m² ;
a x b : surface en plan de l'appareil d'appui de culée = 0,35 x 0,30 m² ;
T : épaisseur des feuilles en caoutchouc de l'appareil d'appui, T = 0,055 m

Application Numérique :

$$kap = 1{,}2 \times \frac{0.35 \times 0.35}{0.055} = 2.67\ MN/m$$

$$ka\ culée = 1{,}2 \times \frac{0.35 \times 0.30}{0.055} = 2.29\ MN/m$$

- **Répartition des efforts sismique sur les appuis :**

On applicant la meme procédure en dèterminant les raideurs des piles (k_{Pile}) , raideur de la culée (k_c), raideur totale du système (K_T), evaluation de l'amortissement, période propre des éléments de l'ouvrage, evaluation de la force sismique transversal.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.8 — Valeurs de raideurs des fûts.

Piles	H_{moy}	D	I	n Fût	$k_{Fût}$
	(m)	(m)	(m^4)		(MN/m)
P1	7.20	2	66.92	2	11843.07
P2	10.28	2	66.92	2	4069.12
P3	12.50	2	66.92	2	2260.28
P4	11.25	2	66.92	2	3101.18

Tableau 6.9 — L'effort sismique revenu à chaque appui

Appui	K	M	T	Sa	Fi
	(MN/m)	Kg	s	m/s²	KN
P1	31.99	899,203.90	1.05	2.79	2,512.00
P2	31.82	911,288.98	1.06	2.77	2,522.33
P3	31.62	920,022.10	1.07	2.75	2,526.49
P4	31.74	915,111.93	1.07	2.76	2,524.53
C1/C2	13.75	375,429.00	1.04	2.83	1,064.03

- **Vérification de la méthode de calcule :**

On doit vérifier :

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

VERIFICATION	
T1/T2	0.99079422
T2/T3	0.99214274
T3/T4	1.00458665
T4/T5	1.02735144

VI.5.6. Composante verticale :

L'action sismique vertical est calculée par travée (Figure 6.13 – Tableau 6.10) :

$$R_i = ab\mu L$$

FIGURE 6.10 — REACTION D'APPUI POUR DIFFERENTS TYPE DE PONT.

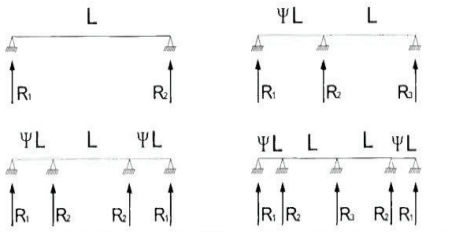


Figure 4-10 : Réactions d'appui pour différents types de pont

Tableau 6.10 — Paramètre a

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, μ=1, R(T)=1 pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

Tableau 6.11— Paramètre b.

1 travée	2 travées			3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Application numérique :

L = 36 m

μ = 20857.2 Kg/ml

b_c= 0.24 (pour les culées)

$b_{p1;4}$= 0.64 (pour la pile 1 et pile 4)

$b_{p2;3}$= 0.9 (pour la pile 2 et pile 3)

a = 4.73

R_c= 852.374 KN

$R_{p1;4}$= 2272.997 KN

$R_{p2;3}$= 3196.403 KN

VI.5.7. Combinaison sismique des directions :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_1 \pm 0.3\,E_2 \pm 0.3\,E_3$$

Résultats dans le tableau suivant :

Tableau 6.12 — Résultats des combinaisons sismique des directions

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1091.85	1,064.03	852.374	1,666.77	1,647.30	1,499.14
P1	2365.60	2,512.00	2272.997	3,801.10	3,903.58	3,736.28
P2	2081.45	2,522.33	3196.403	3,797.07	4,105.68	4,577.54
P3	1815.57	2,526.49	3196.403	3,532.44	4,030.08	4,499.02
P4	1968.99	2,524.53	2272.997	3,408.25	3,797.13	3,621.05
C2	1091.85	1,064.03	852.374	1,666.77	1,647.30	1,499.14

VI.6. Effort dû à la variation linéaire

VI.6.3. Calcul des efforts dus à variation linéaire

L'effort dû à la variation linéaire est donné par :

$$\Delta l = \alpha l_0 \Delta T\ ; \qquad F_{r+f} = \frac{nGab\Delta_{r+f}}{T}\ ; \qquad \Delta L_{r+f} = \frac{L \times \xi}{2}$$

L : la portée d'une travée ;

ξ : Coefficient de dilatation. ;

G : module d'élasticité statique ;

a,b : dimension d'appareil d'appui ;

n : nombre de poutre dans une travée.

Application Numérique :

$$\xi T = 2 \times 10^{-4}$$
$$\xi flu = 3.5 \times 10^{-4}$$
$$\xi ret = 2 \times 10^{-4}$$
$$L = 36\,m$$

Les résultats sont remués dans le tableau suivant :

Tableau 6.13 — Efforts dus à la variation linéaire.

Fbc (KN)	FAl (KN)	ΔLT (m)	ΔLr+f (m)	ΔLFbc (m)	ΔLFal (m)	Ff+r (KN)	Ft (KN)
300	117.03	0.0061	0.0035	0.0125	0.0049	42.095	73.67

CHAPITRE VII
ETUDE DE LA PRECTRAINTES

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES

VII.1. Notion de base sur la précontrainte

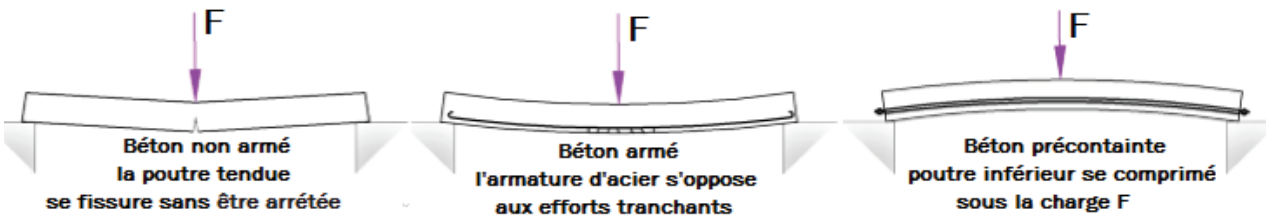
VII.1.1. Le principe du béton précontraint

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

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts crées artificiellement pour engendre des contraintes permanentes qui, composées avec les totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Il est aussi possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées. Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

FIGURE 7.1 — LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT.



VII.1.2. Types de précontrainte

Il existe deux modes pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- ✓ La précontrainte par post-tension (mise en tension de câbles après durcissement du béton) ;
- ✓ La précontrainte par pré-tension de l'acier (mise en tension des aciers avant coulage du béton).

Une autre différence concerne la position de la précontrainte par post-tension par rapport à la section en béton, de sort qu'on distingue :

- ✓ La précontrainte intérieure ;
- ✓ La précontrainte extérieure.

VII.1.3. La précontrainte par post-tension de l'acier

Dans la précontrainte par post-tension, l'acier est mis en tension après le durcissement du béton. Cette opération s'effectue ainsi fig. 7.2 :

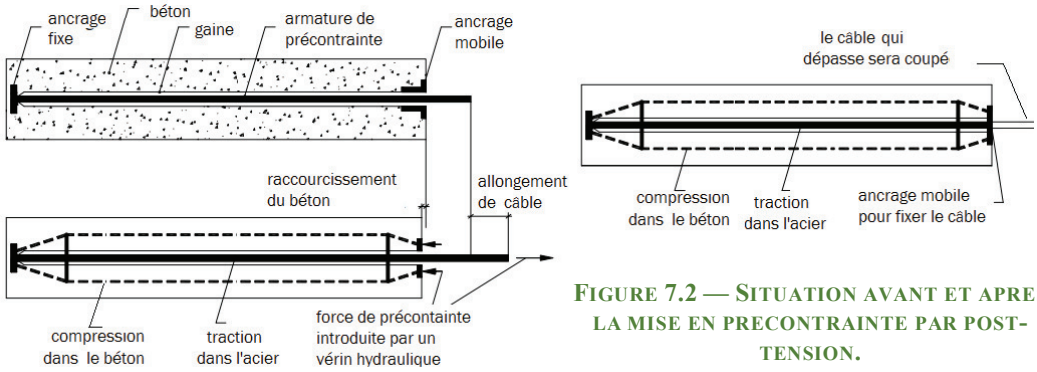
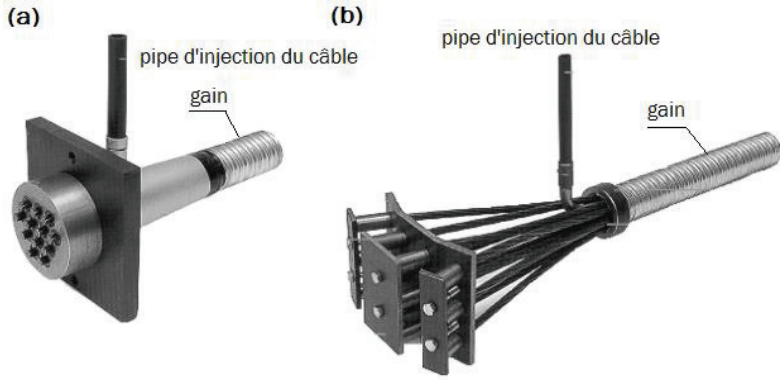


FIGURE 7.2 — SITUATION AVANT ET APRES LA MISE EN PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.

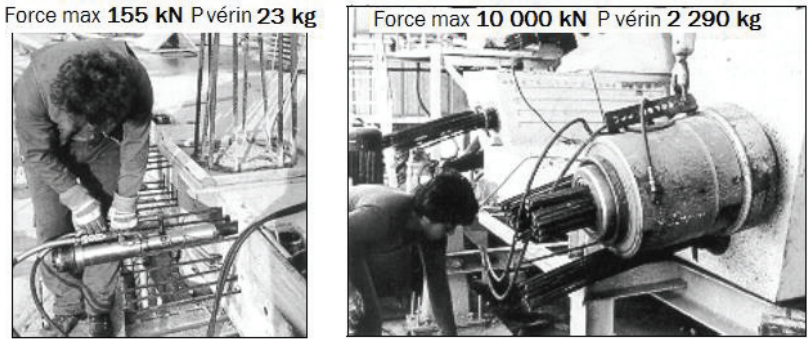
Afin de séparer le béton frais lors de sa mise en place, on met l'armature de précontrainte dans des gaines appelé gaines de précontrainte en tôle ondulée ou en matière synthétique (polyéthylène ou polypropylène), à chaque extrémité, l'armature de précontrainte est dotée de têtes d'ancrages chargées de transmettre la force de précontrainte au béton (fig. 8.3).

FIGURE 7.3 — TETE D'ANCRAGE MOBILE (A) ET FIXE (B).



Une fois le béton durci, la mise en tension des câbles (fig. 8.4) ce fait par un vérin hydraulique, ce dernier s'appuyant sur le béton, exerçant sur lui un effort de compression, égal à P en vertu de la loi d'action et réaction : P est donc l'effort de précontrainte,

FIGURE 7.4 — VERINS HYDRAULIQUES.

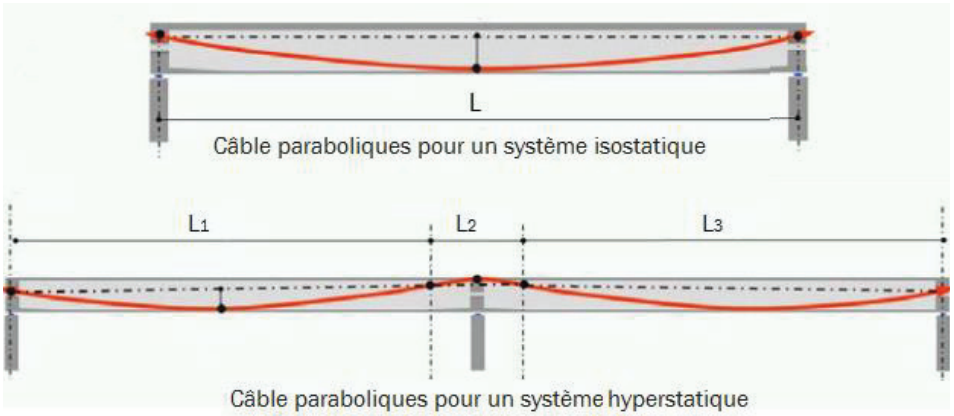


La dernière opération consiste à injecter l'espace entre la gaine et l'armature de façon à empêcher la corrosion de cette dernière. En général, on utilise un coulis de ciment qui, une fois durci, garantit également une bonne adhérence et une bonne transmission des efforts entre l'acier de pré- contrainte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

VII.1.4. La géométrie des câbles de précontrainte

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la géométrie du câble est généralement choisie afin de suivre plus ou moins exactement la distribution des moments sous charges permanentes. Il en résulte que :
- les forces de déviation sont affines aux charges permanentes ;
- le même câble peut être utilisé pour reprendre aussi bien les moments positifs en travée que les moments négatifs sur appuis (fig.7.5).

FIGURE 7.5 — TRACE DE CABLE DE PRECONTRAINTE.



VII 2. Calcul de la section de précontrainte

VII.2.1. Notations

VII.2.1.1. Section droite

Nous désignons par :

B : aire de la section ;
v et **v'** : les distances du centre de gravité aux fibres extrêmes (**v** + **v'** = h) ;
I : moment d'inertie par rapport à G_z de la section ;
I/ v et **I/ v'** : Ses modules d'inertie de la section ;
ρ : son rendement géométrique de la section.

VII.2.1.2. Sollicitations appliquées à la section

- **Sollicitations développées par les actions extérieures :**

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

M_g : moment de poids propre ;
M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles ;
M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures. M_q moments généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : $\mathbf{M_m = M_g + M'_g + M_{mq}}$;
- Une valeur maximale : $\mathbf{M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}}$.

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

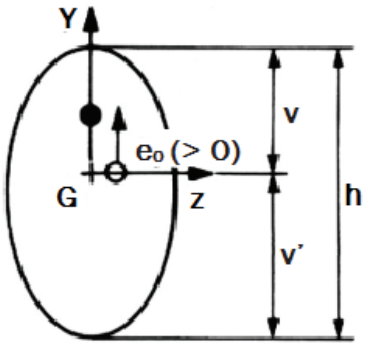
- **Sollicitations développées par la précontrainte**

La précontrainte est exercée par le câble tendu à de $\mathbf{e_0}$ par rapport à **G**. $\mathbf{e_0}$ est compté algébriquement sur l'axe $\mathbf{G_y}$. Il est donc positif lorsque le câble est au-dessus du centre de gravité.
Les sollicitations normales développées par la précontrainte sont alors (fig.7.6) :

FIGURE 7.6 — CARACTERISTIQUES D'UNE SECTION DROITE.

$$N_p = P$$

$$M_p = P \times e_0$$



Par conséquence :

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

$$P = \sum P_i$$

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

VII.2.1.2. Détermination des contraintes dans le béton

Sous un cas de charge donné, elles varient linéairement avec y entre σ_t sur la fibre supérieure et σ_c sur la fibre inférieure (fig 7.7).

Elles sont notées :

σ_{t1} et σ_{c1} : lorsque le moment extérieur est $\mathbf{M_m}$;
σ_{t2} et σ_{c2} : lorsque le moment extérieur est $\mathbf{M_M}$;

Le dimensionnement consiste généralement à faire en sorte que les contraintes sur les fibres extrêmes respectent des contraintes limites :

$\overline{\sigma_{bt1}}$ et $\overline{\sigma_{bc}}$: pour celles qui interviennent lorsque le moment appliqué est $\mathbf{M_m}$;

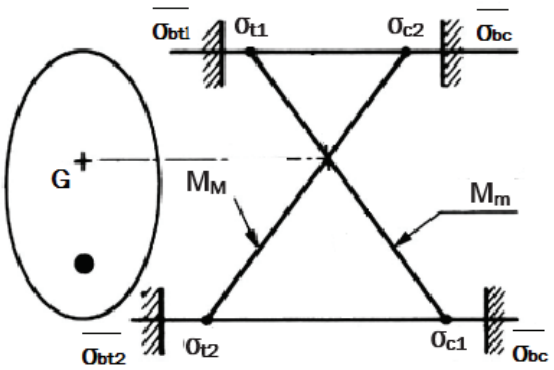
$\overline{\sigma_{bt2}}$ et $\overline{\sigma_{bc}}$: pour celles qui interviennent lorsque le moment appliqué est $\mathbf{M_M}$;

Tel que :

$\overline{\sigma_{bt1}}$; $\overline{\sigma_{bt2}}$: sont des contraintes limites de traction définie chapitre 3.

$\overline{\sigma_{bc}}$: est la contrainte limite de compression définie en chapitre 3.

FIGURE 7.7 — CONTRAINTES ET CONTRAINTES



VII.2.2. Contraintes normales du béton

VII.2.2.1. Expression générale

A **y** l'ordonnée y s'exerce la contrainte normale :

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

Avec : $\mathbf{e = e_0 + M/P}$, appelé centre de pression

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

VII.2.2.2. Respect des contraintes limites

Compte tenu de l'expression dans **7.2.2.1** des contraintes, il s'exprime, dans une section droite, par les conditions suivantes :

- Sur la fibre supérieure (y = + v) :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \le \frac{P}{B}\left(1 + \frac{e}{\rho v'}\right) \le \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bt2}} \le \frac{P}{B}\left(1 - \frac{e}{\rho v}\right) \le \overline{\sigma_{bc}}$$

VII.2.3. Valeur minimale de la précontrainte en service

VII.2.3.1. Expression générale

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

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$, Section sous-critique.

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$, Section sur critique.

VII.2.3.2. Application au projet

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre a X = 18 m. Donc les caractéristiques prendre en compte dans le calcul est celle de la section médiane.

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

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P_0 est estimé à **25 %** de pertes.

- **Evaluation de P_0 :**

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

Rappelons que :
f_{prg} = 1 770 MPa
f_{peg} = 1 593 MPa
A_p = 1 680 mm^2

Application Numérique :

P_0 = min {(0,8 x 1 770 x 1 680) ; (0,9 x 1 593 x 1 680)}

$$P_0 = 2{,}38 \text{ MN}$$

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

B = 1,15 m^2 ; h = 2.05 m
ρ = 0.48
v = 0.68 m ; v' = 1.37 m
$\overline{\sigma_{bt1}}$ = - 1,5 f_{t28} = - 4,50 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ = - f_{t28} = - 3 MPa
d'= 0,10 H = 0,205 m / (e_0 = v'- d)

$I_G = 0{,}519\ m^4$
$M_M = 8{,}30$ MN, combinaison de charge : $G+1{,}2B_{C2\text{-}V}+0{,}6T+0{,}5\Delta\theta$, Voir Chapitre 6
$M_m = 4{,}24$ MN combinaison de charge : $G+1{,}2B_{t1\text{-}V}+0{,}6T+0{,}5\Delta\theta$, Voir Chapitre 6
$\Delta M = 4.06$ MN

Application Numérique :

$$PI = \frac{4.06 - \frac{0.519}{1.37} \times 4.50 - \frac{0.519}{0.68} x3}{0.48\ x\ 2.05} = \mathbf{0.06\ MN}$$

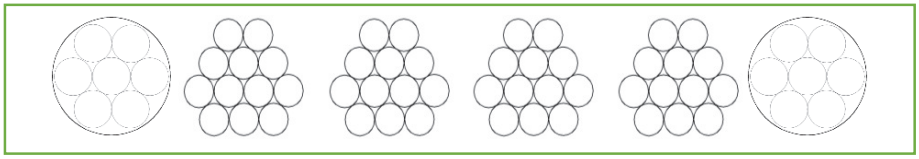
$$PII = \frac{8.30 - \frac{0.519}{1.37} \times 3}{1.37 + 0.48 \times 0.68 - 0.205} = \mathbf{4.79\ MN}$$

$$\mathbf{P_{MIN} = 4.79\ MN}$$

$n \geq \frac{PMIN}{0.75\ x\ 2.38} = 2.38$, Donc on prend : **n = 3 câbles 12T15**

D'où : $P = n_{cable} \times P_0 = 9{,}44$ MN

n = 3 câbles 12T15



VII.2.3.3. Vérification des contraintes

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non.

La vérification a x= L/2, se fait selon les quatre phases suivantes :

- **Première phase : Après 7 jours**

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 % (document setra).

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28}$$ Si j < 28 j. Selon BAEL99 ;

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

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

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

d'= 20,5 cm.

Application Numérique :

f_{c7} = 26.49 MPa
f_{t7} = 2.19 MPa
$\overline{\sigma bc7} = \mathbf{15.89}$MPa
$\overline{\sigma bt1-7} = -\mathbf{3.28}$ MPa
$\overline{\sigma bt2-7} = -\ \mathbf{1.53}$ MPa

- **Deuxième phase : Après 28 jours**

La deuxième étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.

f_{c28} = 40 MPa
f_{t28} = 3 MPa
$\overline{\sigma bc} = 24$ MPa
$\overline{\sigma bt1} = -4{,}5$ MPa
$\overline{\sigma bt2} = -2.1$ MPa

- **Troisième phase : Apres coulage de la dalle**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

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

- **Quatrième phase : En service**

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{c28}$, Combinaisons rares ;
$\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28}$, Hors section d'enrobage - Combinaisons rares ;
$\overline{\sigma_{bt2}} = f_{t28}$, Section d'enrobage - Combinaisons rares ;

Application Numérique :

f_{c28} = 40 MPa
f_{t28} = 3 MPa
$\overline{\sigma bc} = 24$ MPa
$\overline{\sigma bt1} = -4{,}5$ MPa
$\overline{\sigma bt2} = -3$ MPa.

Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus aux actions hors trafic.
- Efforts dus aux actions dues au trafic.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.1 — Les contraintes normales a : x = L/2.

Phase de Vérif	B (m^2)	e_0 (m)	v (m)	v' (m)	Ig (m^4)	M (MN.m)	P_0 (MN)	P (MN)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	Obs
Phase 1	0,73	0.671	0.828	0.972	0.261	2.53	2.38	3.21	4.55	4.99	C.V
Phase 2	0,73	0.671	0.828	0.972	0.261	2.53	2.38	6.42	18.51	1.96	C.V
Phase 3	1,17	1.153	0.679	1.371	0.519	4.27	2.38	6.07	12.66	1.60	C.V
Phase 4	1,17	1.153	0.679	**1.371**	**0.519**	**8.30**	**2.38**	**5.35**	**-0.79**	**7.33**	**C.V**

Avec :

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

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

Interprétation :

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

VII.2.3.4 Nombre de câble à l'about de poutre

La vérification du nombre de câble à l'about de poutre nous permet de vérifier l'existence des câbles extrados.

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \geq -1{,}5\, f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \leq 0{,}6\, f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$P\left(\frac{1}{B_n} + \frac{v \times e_0}{I_n}\right) + \frac{v \times M_g}{I_n} \geq \sigma_{bt}$$

$$P\left(\frac{1}{B_n} - \frac{v' \times e_0}{I_n}\right) - \frac{v \times M_g}{I_n} \leq \sigma_{bc}$$

$$P \geq \frac{\sigma_{bt} - \dfrac{v \times M_g}{I_n}}{\left(\dfrac{1}{B_n} + \dfrac{v \times e_0}{I_n}\right)}$$

$$P \leq \frac{\sigma_{bc} + \dfrac{v' \times M_g}{I_n}}{\left(\dfrac{1}{B_n} - \dfrac{v' \times e_0}{I_n}\right)}$$

Application numérique en trouve :

$$13.27\ \text{KN} \geq P \geq 7.69\ \text{KN}$$

VII.3. Tracé des câbles de précontrainte

VII.3.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans les deux plans.

La répartition uniforme des charges définie à dans le cas générale une géométrie parabolique des câbles, pour des raison pratique un alignement droit qui précède l'ancrage d'une distance entre 0.5 et 1m.

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

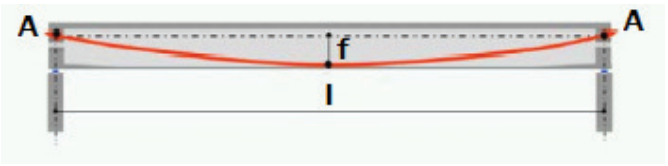
Les câbles sont généralement tous ancrés a l'about des poutre de préférence espacer par une distance constant tel sort a bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion, aussi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VII.3.2. Détermination du tracé

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

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

FIGURE 7.8 — GEOMETRIE DES CABLES.



Où :

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

Pour la suite de calcule on doit fixer la position des câbles au a x = 0 et a x = l/2, puis on va faire les vérifications correspondantes. Ces valeurs sont figurées dans la les figures : fig 7.9 / fig 7.10.

NB : Ces valeurs pourront être changées après la vérification.

FIGURE 7.9 — POSITIONS DES CABLES A L'ABOUT.

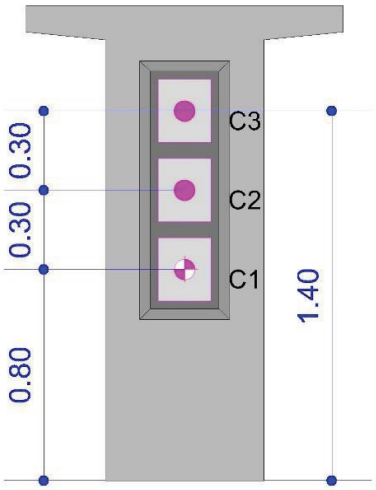
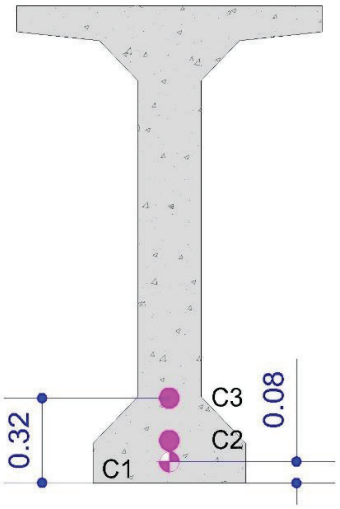
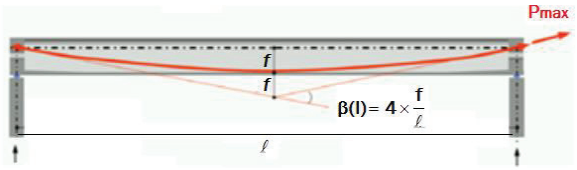


FIGURE 7.10 — POSITIONS DES CABLES A MI TRAVEE.



Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1m à partir d'ancrage.
L'angle de déviation β sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation :

FIGURE 7.11 — L'ANGLE DE DEVIATION DES CABLES.



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

- **Détermination de l'angle de relevage :**

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

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

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

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

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ;

$$\bar{\tau} = \left[0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \dfrac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + hourdis ;

$$B_n = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ;

$$b_n = b_0 - n \times \varphi$$

n : nombre de gaines par lit ;

$\mathbf{b_0}$ **:** largeur brute ;

$\mathbf{B_{Gaine}}$ **:** surface de la gaine ;

$\varphi = 8\,cm$: diamètre de la gaine.

Application Numérique :

f_{c28} = 40 MPa ; f_{t28} = 3 MPa

P = 5.35 MN ; avec une perte de 25 %

V_M = 1 MN ; (**Chapitre 7**).

V_m = 0.51 MN ; (**Chapitre 7**).

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} = \frac{0{,}75 \times 2{,}38 \times 3}{1{,}62} = 3.31\ MPa$$

$$\overline{\tau} = [0.4 \times 3 \times (3 + 3.31)]^{\frac{1}{2}} = 2.35\ MPa$$

$$bn = 0.60 - 1 \times 0.08 = 0.52\ m$$

$$\overline{V} = 2.75 \times 0.52 \times 0.8 \times 2.05 = 2.35\ MPa$$

$$\boldsymbol{Arc\ sin\left(\frac{1-2.35}{5.35}\right) \leq \alpha \leq Arc\ sin\left(\frac{0,.51+2.35}{5.35}\right);\ -14.59° \leq \alpha \leq 32.27°}$$

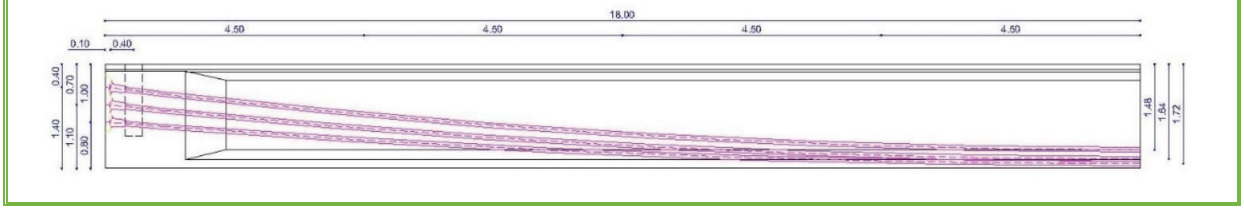
L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1m à partir d'ancrage.

$$\boldsymbol{\alpha_{C1} = 4.45\ ° \text{ --- } \alpha_{C2} = 5.81° \text{ --- } \alpha_{C3} = 6.68°}$$

Les résultats du tracé de câble sont résumés dans le tableau 7.2 ci-après :

Tableau 7.2 — Caractéristiques du tracé des câbles.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1	18			
C1	34	4.45	0.8	0.72	0.12	0.60	239.96	0.071
C2	34	5.81	1.1	1.00	0.2	0.80	181.02	0.094
C3	34	6.68	1.4	1.28	0.36	0.92	156.57	0.109



***Annexe B** : Tracé final des câbles*.

VII.4. Calcul des pertes

VII.4.1. Définition

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intentée la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension d=le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensités de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, su mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontrainte.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

VII.4.2. Tension a l'origine

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} » .Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\sigma_{p0} = \min \{(0.8 \times f_{prg}) ; (0.9 \times f_{peg})\} = 1\,416 \text{ MPa}$$

VII.4.3. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$

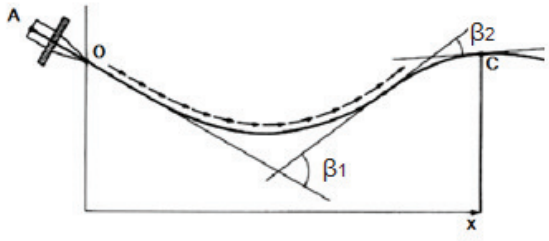
VII.4.3.1. Pertes par frottement

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine. Le frottement du câble sur la gaine faite que la tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Fig 8.13), sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

σ_{p0} : la tension à l' origine ;
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 7.12 — FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN



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

$$\sigma\phi(x) = \sigma p0 \times (1 - e^{[-(f\times\beta+\phi\times x)]})$$

Les Coefficients de frottement sont donnés par le tableau 7.3 ci-dessus.

Tableau 7.3 — Valeurs moyennes des coefficients f et φ.

Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22 - R)/100	0,16	0,002
	Torons	(22 - R)/100	0,18	
où R représente le rayon de courbure (en m) du tracé				

Application Numérique :

φ = 0,002 (m^{-1})
f = 0,18
σ_{p0} = 1 416 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau 7.4 :

Tableau 7.4 — Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	18	0.071	0.049	67.38	72.28	5.10%
C2	18	0.094	0.053	72.97		
C3	18	0.109	0.056	76.51		

VII.4.3.2. Pertes dues au recul à l'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes se glissement est définie comme un mouvement en arrière qui provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage, un paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

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

$$\sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-2K(d) + K(x)]}$$

Avec :

K(x) : en fonction de l'abscisse x : $\mathbf{K(x) = f \times \beta + \varphi \times x}$;

ℓ **:** longueur de la poutre ;

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$;

k : constante : $\mathbf{k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi}$;

g : intensité du recul d'ancrage, **g = 6 mm**.

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa
σ_{p0} = 1 416 MPa
ℓ = 36 m
G = 0.006 m^{-1}

Les valeurs de d sont résumées dans le tableau 7.5 ci-après :

Tableau 7.5 — Valeurs de Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)
C1	18	0.0027	17.24
C2	18	0.0029	16.55
C3	18	0.0031	16.15

En x=0 m, après rentrée d'ancrage, les tensions valent :

Tableau 7.6 — Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage à x = 0 m.

N° câble	σ_{p0} (MPa)	d (m)	K(d)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)moy}$ (%)
C1	1 416	17.24	0.0027	-5.822	132.24	137.05	-0.8
C2	1 416	16.55	0.0029	-12.06	113.76		
C3	1 416	16.15	0.0031	-16.14	141.15		

VII.4.3.3. Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton.
Une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma e = \frac{1}{2}\frac{EP}{Eij}\sigma bi$$

σ_{bj} : contrainte parabole du béton, $\sigma bi = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$

P : effort de précontrainte, $\mathbf{P = n \times A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi\ Moy})}$
$\mathbf{A_p}$ **:** section du câble de précontrainte ;
$\mathbf{E_P}$: module d'élasticité de l'acier ;
$\mathbf{E_{ij}}$: module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
e : excentricité moyenne des câbles ;
$\mathbf{M_p}$: moment du au poids propre de la poutre ;
$\mathbf{I_G}$: moment d'inertie de section médiane seule.

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa
e = 0.75 m
I_G = 0.26 m^4
B = 0.67 m^2
M_p = 2.53 MN.m
σ_{p0} = 1 416 MPa
$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ = 72.28 MPa
P($\ell/2$) = 3 x 0,001680 x (1 416 – 72.28)= 6.77 MN

A 7ème jours : la mise en tension est à 50 %.

f_{c7} = 26.49 MPa
E_{i7} = 31 363,93 MPa
X = $\ell/2$

$$\boldsymbol{\sigma e = 34,69\ MPa}$$

A 28ème jours : la mise en tension est à 100 %.

f_{c28} = 40 MPa
E_{i28} = 37 619.47 MPa
X = $\ell/2$

$$\boldsymbol{\sigma e = 43.67\ MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma e = 3.08\ \%}$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma i = 115.95\ MPa \rightarrow \Delta\sigma i = 8.19\ \%}$$
$$\boldsymbol{\sigma i = 1\,300.05\ MPa}$$

VII.4.4. Pertes différées

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

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

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

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

VII.4.4.1. Pertes par retrait

Au cours de son durcissement l'évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et cause à des réactions chimiques le béton subit une diminution du volume, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.
Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\xi r\ [1 - r(t\,0)]$$

Avec :

ξ_r : retrait final ;
r(t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma\, r = Ep \times \xi r\ [1 - r(t\,0)]$$

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

$$\Delta\sigma\, r \approx Ep \times \xi r$$

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa

$\xi r = 3 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma\, r \approx 57\ MPa$

$\Delta\sigma\, r \approx 0.04$

VII.4.4.2. Perte par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante, contrairement au retrait, le fluage commence et se développe au cours de temps du moment du chargement.
La perte due au fluage vaut :

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

$$\sigma_{b_i} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{Mp \times e}{I_G}$$

σ_{max} : contrainte maximal dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension ;
σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;
j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Application Numérique :

M_p = 4.24 MN
E_p = 190 000 MPa
E_{i28} = 37 619.47 MPa
I_G = 0.519 m^4 (Poutre + Dalle)
e_0 = 1,14 m (Poutre + Dalle)
B = 1.15 m^2 (Poutre + Dalle)
A_p = 12 x 140 = 1 680 mm^2
P = 5.35 MN
$\Delta\sigma_f$ = 25 % (hypothèse de calcul)

$$\sigma_b = \frac{5.35}{1.15} + \frac{5.35 \times 1.14^2}{0.519} + \frac{4.24 \times 1.14}{0.519}$$

$$\sigma_b = 8.81\ MPa$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 8.81 \times \frac{190\,000}{37\,619.47}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 111.18\ MPa \quad \Delta\sigma_{fl} = 7.85\%$$

VII.4.4.3. Perte par relaxation

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

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

$$\Delta\sigma\,\rho = \frac{6}{100} \times \rho 1\,000 \left(\frac{\sigma i}{fprg} - \mu 0\right) \times \sigma i$$

Avec :

$\rho_{1\,000}$ **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h ;
μ_0 **:** coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation

Application Numérique :

$\rho_{1\,000}$ = 2,5 %
μ_0 = 0,43
f_{prg} = 1 770 MPa

$\sigma_i = 1\ 300.05$ MPa

$$\Delta\sigma\rho = \frac{6}{100} \times 2.5 \left(\frac{1\ 300.05}{1\ 770} - 0.43\right) \times 1\ 300.05$$

$$\Delta\sigma\ \rho = 59{,}38 \quad \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma\ \rho = 4.19\%$$

VIII.4.4.4. Pertes différées totales

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

$$\boldsymbol{\Delta\sigma\ d = \Delta\sigma r\ + \Delta\sigma fl\ + \frac{5}{6}\Delta\sigma\rho}$$

Application Numérique :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma\ d = 57\ + 111.18\ + \frac{5}{6} \times 59.38}$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma d = 217.66\ MPa\ \rightarrow \Delta\sigma d = 15.37\ \%}$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma\infty = 333.62\ MPa\ \rightarrow \Delta\sigma\infty = 23.56\%}$$

$$\sigma_\infty = 1\,128{,}72\ \text{MPa}$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes supposées à (25%). Pour la suite de calcul on prend : $\Delta\sigma = 23{,}56$ %.

VII.5 Vérification des contraintes

L'application de la précontrainte engendre l'apparition des contraintes normales au niveau des fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service qui doivent être vérifié vis-à-vis les contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

VII.5.1. Phases de vérification

- **Phase 1 :**

Au **7ème** jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à **50%** de P_0 et consomment environ de **50%** des pertes instantanées.

$$\boldsymbol{\Delta\sigma i = 4.10\ \%}$$

- **Phase 2 :**

Au **28ème** jour, les câbles sont tirés à **100%** de P_0, ils consomment **100%** des pertes instantanées.

$$\boldsymbol{\Delta\sigma i = 8.19\ \%}$$

- **Phase 3 :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place (le nombre de jours est en fonction de l'avancement des travaux des appuis). On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 75% des pertes différées.

$$\Delta\sigma = 19.72\ \%$$

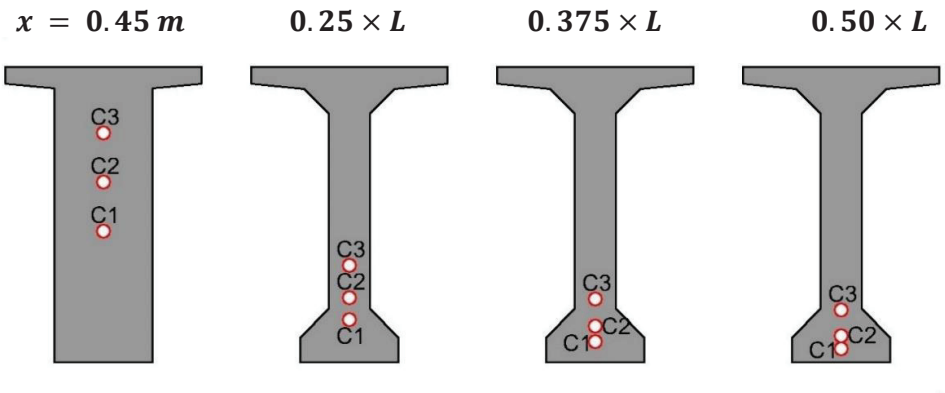
- **Phase 4 :**

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

$$\Delta\sigma = 23.56\ \%$$

VII.5.2. Les sections de vérification

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0,45 m) pour la vérification des contraintes tangentielles.



VII.5.3. Hypothèses de calcul

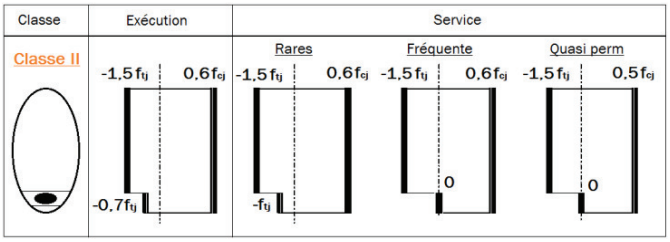
VII.5.3.1. Classe de vérification

Classe II (la plus courante) : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

VII.5.3.2. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées sur la figure suivante :

FIGURE 7.13 — LIMITATION DES CONTRAINTES.



VII.5.3.3. Caractéristiques nettes des sections

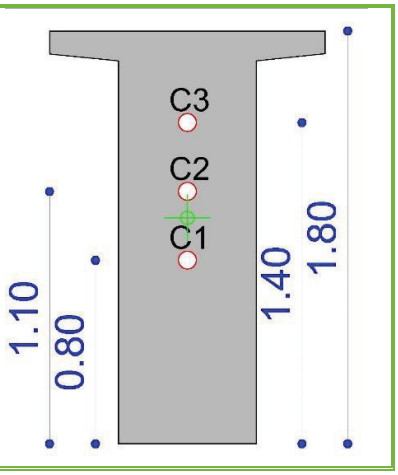
C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **Auto CAD 2019.**

- **Section Poutre Seule à X = 0,45 m :**

Tableau 7.6 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=0.45 m.

Désignation	Valeurs
H (m)	1.800
B_{nette} (m^2)	1.134
v_n (m)	0.851
v'_n (m)	0.949
I_{nG} (m^4)	0.336
S_n (m^3)	0.33
ρ (%)	36.69
d'_m (cm) (Câble moy)	108,800



- **Section Poutre Seule à X = L/4 (9 m) :**

Tableau 7.7 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=09 m.

Désignation	Valeurs
H (m)	1.80
B_{nette} (m^2)	0.656
v_n (m)	0.815
v'_n (m)	0.985
I_{nG} (m^4)	0.256
S_n (m^3)	0.27
ρ (%)	48.62
d'_m (cm) (Câble moy)	57,275

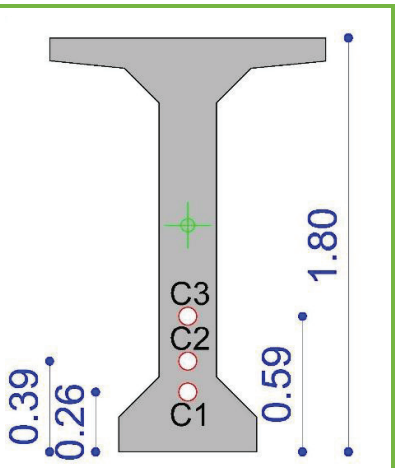
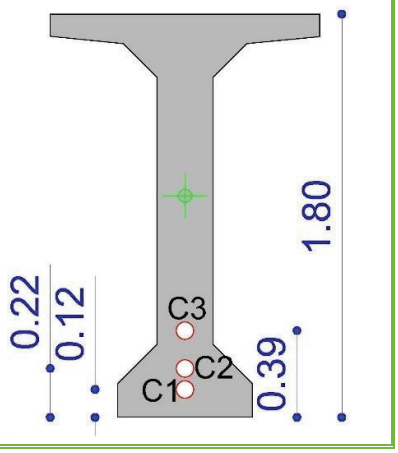


Tableau 7.8 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=13.5m.

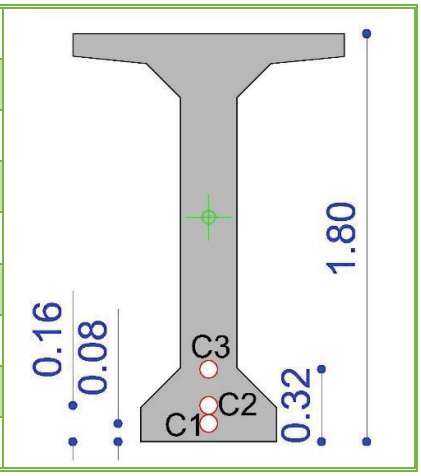
Désignation	Valeurs
H (m)	1.80
B_{nette} (m^2)	0.656
v_n (m)	0.811
v'_n (m)	0.989
I_{nG} (m^4)	0.253
S_n (m^3)	0.26
ρ (%)	48.09
d'_m (cm) (Câble moy)	43,650



- **Section Poutre Seule à X = L/2 (18 m) :**

Tableau 7.9 — Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=18 m.

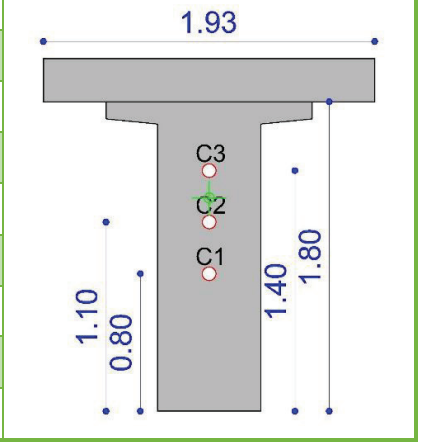
Désignation	Valeurs
H (m)	1.80
B_{nette} (m^2)	0.656
v_n (m)	0.810
v'_n (m)	0.990
I_{nG} (m^4)	0.252
S_n (m^3)	0.25
ρ (%)	47.91
d'_m (cm) (Câble moy)	39,000



- **Section Poutre + Hourdis à X = 0,45 m :**

Tableau 7.10 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=0.45 m.

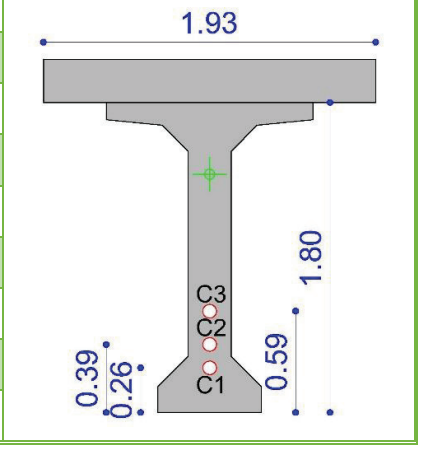
Désignation	Valeurs
H (m)	2.05
B_{nette} (m^2)	1.616
v_n (m)	0.810
v'_n (m)	1.240
I_{nG} (m^4)	0.662
S_n (m^3)	0.53
ρ (%)	40.79
d'_m (cm) (Câble moy)	108,800



- **Section Poutre + Hourdis à X = L/4 (9 m) :**

Tableau 7.11 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=09 m.

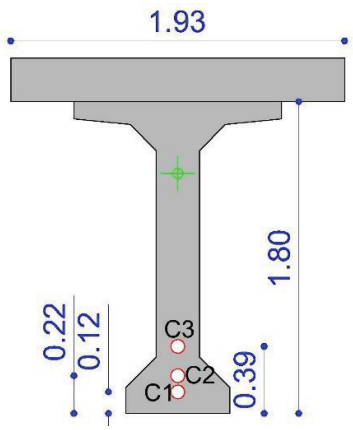
Désignation	Valeurs
H (m)	2.05
B_{nette} (m^2)	1.138
v_n (m)	0.667
v'_n (m)	1.383
I_{nG} (m^4)	0.505
S_n (m^3)	0.36
ρ (%)	48.09
d'_m (cm) (Câble moy)	57,275



- **Section Poutre + Hourdis à X = 3L/4 (13.5 m) :**

Tableau 7.12 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=13.5 m.

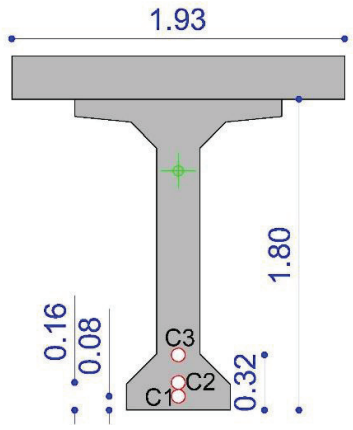
Désignation	Valeurs
H (m)	2.05
B_{nette} (m^2)	1.138
v_n (m)	0.664
v'_n (m)	1.386
I_{nG} (m^4)	0.499
S_n (m^3)	0.34
ρ (%)	47.63
d'_m (cm) (Câble moy)	43,650



- **Section Poutre + Hourdis à X = L/2 (18 m) :**

Tableau 7.13 — Caractéristiques géométriques nettes de la section P + Hourdis à X=18 m.

Désignation	Valeurs
H (m)	2.05
B_{nette} (m^2)	1.138
v_n (m)	0.664
v'_n (m)	1.386
I_{nG} (m^4)	0.497
S_n (m^3)	0.34
ρ (%)	47.44
d'_m (cm) (Câble moy)	39,000



VII.5.4. Justifications de la poutre à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux **ELS**, par deux valeurs caractéristiques $\mathbf{P_1}$ et $\mathbf{P_2}$ avec :

$$\mathbf{P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P}$$

$$\mathbf{P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P}$$

VII.5.4.1. Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante : $\overline{\sigma bt} \leq \sigma y \leq \overline{\sigma bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

Avec :

P : effort de précontrainte ;
B_n : surface nette de la section considérée ;
I_n : inertie nette de la section considérée ;
e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

❖ **Donnée de calcul :**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Mise en tension (%)	50	100	100	100
P_0 (MN)	2.38			
ΔP	4.10	8.19	19.72	23.56

▪ **Phase 1 : Résultats de calcul :**

Tableau 7.14 — Vérification des contraintes Phase 01, X=0.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0 x L (0 m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			0.00	0.00
Effort de précontrainte (MN)		P1	3.52	3.52
		P2	3.32	3.32
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			0	0
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	4.45	1.60
		P2	4.20	1.51
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**4.45**	**1.60**
		min	**4.20**	**1.51**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**15.89**	**15.89**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-3.28**	**-1.53**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.15 — Vérification des contraintes Phase 01, X=L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.25 x L (9m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			1.86	1.86
Effort de précontrainte (MN)		P1	3.52	3.52
		P2	3.32	3.32
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			5.92	-7.16
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-1.03	13.10
		P2	-0.97	12.35
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**4.98**	**5.95**
		min	**4.95**	**5.20**

Tableau 7.16 — Vérification des contraintes Phase 01, X=3*L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.375 x L (13.5m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			2.36	2.36
Effort de précontrainte (MN)		P1	3.52	3.52
		P2	3.32	3.32
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			7.56	-6.46
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-3.05	15.64
		P2	-2.87	14.74
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**4.52**	**9.18**
		min	**4.69**	**8.28**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**15.89**	**15.89**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-3.28**	**-1.53**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.17 — Vérification des contraintes Phase 01, X=L/2.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.5 x L (18m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			2.53	2.53
Effort de précontrainte (MN)		P1	3.52	3.52
		P2	3.32	3.32
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			8.12	-8.92
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-3.27	15.94
		P2	-3.09	15.03
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**4.85**	**6.01**
		min	**5.03**	**5.10**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**15.89**	**15.89**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-3.28**	**-1.53**
	Observation		**C.V**	**C.V**

- **Phase 2 : Résultats de calcul**

Tableau 7.18 — Vérification des contraintes Phase 02, X=0.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.5 x L (0m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} MN)			0	0
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.81	6.81
		P2	6.29	6.29
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			0.00	0.00
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	8.61	3.10
		P2	7.96	2.87
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**8.61**	**3.10**
		min	**7.96**	**2.87**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.19 — Vérification des contraintes Phase 02, X=L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.25 x L (9m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			1.86	1.86
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.81	6.81
		P2	6.29	6.29
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			5.92	-7.16
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-1.99	25.34
		P2	-1.83	23.41
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**3.93**	**18.18**
		min	**4.09**	**16.25**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.20 — Vérification des contraintes Phase 02, X=3*L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.375 x L (13.5m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			2.36	2.36
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.81	6.81
		P2	6.29	6.29
$\sigma_{y\ Poutre}$(MPa)			7.56	-9.22
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-5.89	30.23
		P2	-5.44	27.93
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**1.67**	**21.01**
		min	**2.12**	**18.71**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.21 — Vérification des contraintes Phase 02, X=L/2.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.5 x L (18m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			2.53	2.53
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.81	6.81
		P2	6.29	6.29
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			8.12	-9.92
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-6.33	30.81
		P2	-5.85	28.46
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**1.79**	**20.89**
		min	**2.27**	**18.54**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

- **Phase 3 :** (mise en tension à 100%) **Résultats de calcul**

Tableau 7.22 — Vérification des contraintes Phase 03, X=0.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0 x L (0m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			0.00	0.00
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.37	6.37
		P2	5.63	5.63
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			0.00	0.00
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	2.85	5.62
		P2	2.52	4.96
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**2.85**	**5.62**
		min	**2.52**	**4.96**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.23 — Vérification des contraintes Phase 03, X=L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.25 x L (9m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			3.11	3.11
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.37	6.37
		P2	5.63	5.63
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			4.11	-8.52
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-2.55	22.50
		P2	0.42	19.89
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**1.56**	**13.98**
		min	**4.52**	**11.37**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.24 — Vérification des contraintes Phase 03, X=3*L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.375 x L (13.5m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			3.95	3.95
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.37	6.37
		P2	5.63	5.63
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			5.26	-10.98
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-4.09	25.82
		P2		
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**1.17**	**14.84**
		min	**4.88**	**11.85**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.25 — Vérification des contraintes Phase 03, X=L/2.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.5 x L (18m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			4.24	4.24
Effort de précontrainte (MN)		P1	6.37	6.37
		P2	5.63	5.63
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			5.66	-11.82
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-4.27	26.20
		P2	-3.78	23.17
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**1.39**	**14.39**
		min	**1.88**	**1.35**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-2.1**
	Observation		**C.V**	**C.V**

- **Phase 4 :** (mise en tension à 100%) **Résultat de calcul**

Tableau 7.26 — Vérification des contraintes Phase 04, X=0.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0 x L (0m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			0	0
Effort de précontrainte (MN)		P1	5.93	5.93
		P2	4.98	4.98
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			0.00	0.00
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	2.66	5.23
		P2	5.06	4.38
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**2.66**	**5.23**
		min	**5.06**	**4.38**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-3**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.27 — Vérification des contraintes Phase 04, X=L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.25 x L (9m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			6.09	6.09
Effort de précontrainte (MN)		P1	5.93	5.93
		P2	4.98	4.98
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			8.05	-16.68
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-2.38	20.95
		P2	0.79	17.57
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**5.67**	**4.27**
		min	**8.83**	**0.89**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-3**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.28 — Vérification des contraintes Phase 04, X=3*L/4.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.375 x L (13.5m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			7.73	7.73
Effort de précontrainte (MN)		P1	5.93	5.93
		P2	4.98	4.98
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			10.29	-21.48
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-3.81	24.04
		P2	-0.71	20.16
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**6.48**	**2.56**
		min	**9.58**	**-1.32**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-3**
	Observation		**C.V**	**C.V**

Tableau 7.29 — Vérification des contraintes Phase 04, X=L/2.

Type de charge/ contraintes normales			X = 0.5 x L (18m)	
			Fibre supérieure	Fibre inférieure
M_{Poutre} (MN)			8.30	8.30
Effort de précontrainte (MN)		P1	5.93	5.93
		P2	4.98	4.98
$\sigma_{y\ Poutre}$ (MPa)			11.08	-23.13
$\sigma_{y\ Précontrainte}$ (Mpa)		P1	-3.98	24.40
		P2	-3.34	20.46
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ_y (Mpa)	max	**7.10**	**1.27**
		min	**7.75**	**-2.67**
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)		**24.00**	**24.00**
	Observation		**C.V**	**C.V**
	$\overline{\sigma_{bt}}$ (Mpa)		**-4.50**	**-3**
	Observation		**C.V**	**C.V**

VII.5.4.2. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ;
On doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_1}^2$$

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

$$\text{Si } \sigma x < 0,4.f\,cj \text{ on a } \overline{\tau 1} < \overline{\tau 2}, \text{donc on vérifier juste que } \tau < \overline{\tau 1}$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ;
σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

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

P : effort de précontrainte ;
$\mathbf{B_n}$: surface nette de la section considérée.

Application Numérique :

$P_0 = 1.82$ MN

$B_n = 1.616$ m²

$f_{c28} = 40$ MPa - $f_{t28} = 3$ MPa

$\alpha_{C1} = 4.45°$ --- $\alpha_{C2} = 5.81°$ --- $\alpha_{C3} = 6.68°$

$$P = 1.82 \times (cos4.45 + cos5.81 + \boldsymbol{cos6}.68)$$

P = 5.43 MN

$$\sigma_x = 3.36\ MP$$

- **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

V_{red} : effort tranchant réduit ;
S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;
b_n : largeur nette de la section ;
I_n : moment d'inertie nette de la section.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : X = 0,45 m

$V_{max\ comb\text{-}Els} = 1$ MN

$I_n = 0.66$ m^4

$b_n = 0.52$ m

$S_n = 0.53$ m^3

$$V_{red-min} = 1 - 1.82 \times (\sin 4.45 + \sin 5.81 + \sin 6.68)$$

$$V_{red} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0.54 \times 0..53}{0.66 \times 0.52}$$

$$\boldsymbol{\tau = 0.71 \text{ MPa}}$$

$$\boldsymbol{\tau^2 \leq 0,4 . f_{tj} \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_1^2}$$

$$\boldsymbol{\tau^2 \leq 2 . \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0,6 . f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_2^2}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_1 = \sqrt{0,4 \times 3 \times [3 + 3.36]}}$$

$$\tau_1 = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_2 = \sqrt{2 \times \frac{3}{40} \times [0.6 \times 40 - 3.36] \times [40 + 3.36]}$$

$$\tau_2 = 4.44 \text{ MPa}$$

On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$

Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS

VII.5.4.3. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma Bt}\right)$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

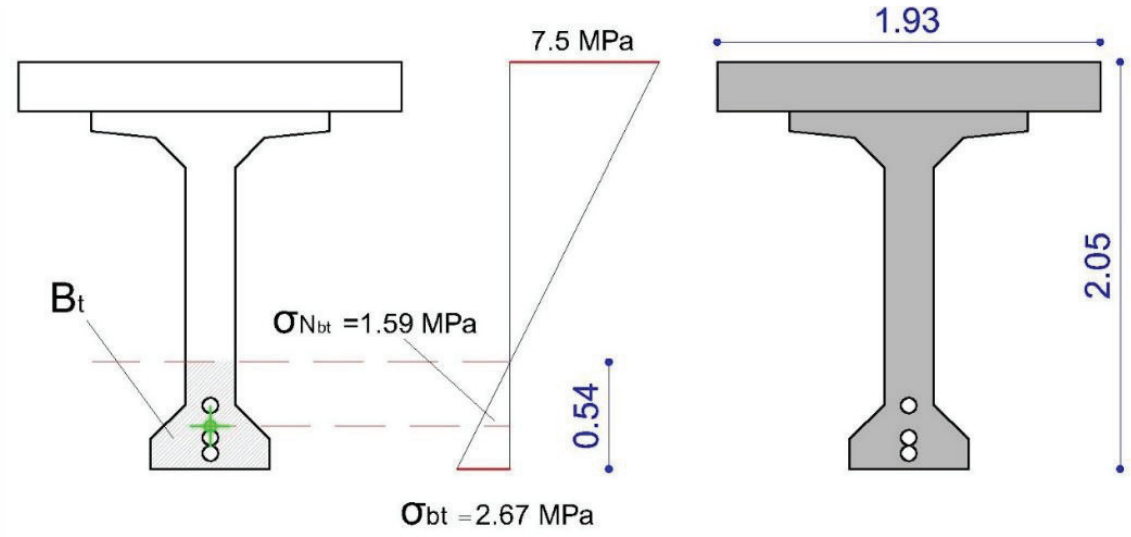
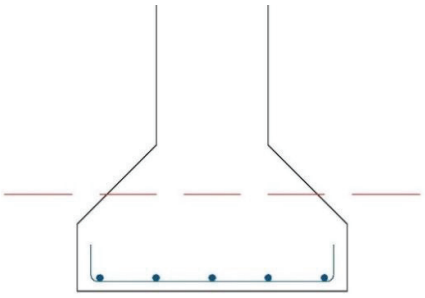


FIGURE 7.14 — DIAGRAMME DES CONTRAINTES A MI TRAVEE.

D'après la figure 7.14 et le tableau 7.25, on na :

$B_t = 0.203 \text{ m}^2$
$\sigma_{Bt} = 2.67 \text{ MPa}$
$\sigma_{NBt} = 1.59 \text{ MN}$
$N_{Bt} = 0.3226 \text{ MN}$

$$As = \frac{0.203}{1000} + \left(\frac{0{,}323}{500} \times \frac{3}{2.67}\right) = 9.27 \text{ cm}^2$$



On prend : **5HA 16 = 10,05 cm²**

VII.5.5. Justifications de la poutre à l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'ELU comporte une vérification de la résistance des armatures transversale et une autre vérification des bielles comprimées.

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

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

Dans laquelle :

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

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

Application Numérique :

Abscisse de vérification : X = 0,45 m

$V_{max\ comb\text{-}Elu}$ = 1.32 MN

P = 5.43 MN

I_n = 0.66 m^4

b_n = 0,52 m

B_n = 1.62 m^2

S_n = 0.53 m^3

σ_x = 5.43 / 1.62 = 3.36 MPa

$$Vu_{\,red} = 1.32 - 1.82 \times (sin4.45 + sin5.81 + sin6.68)$$

$$Vu_{\,red} = 0.79\ MPa$$

$$\tau u = \frac{1.32 \times 0.53}{0.66 \times 0.52}$$

$$\tau_u = 1.21\ MPa$$

$$tg\ 2\beta u = \frac{2 \times 1.21}{3.36}$$

$$\beta_u = 17.91°$$

On prend : $\beta_u = 30°$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{\mathbf{At \times fe}}{\mathbf{bn \times St \times \gamma}} \geq \left[\tau u - \frac{ftj}{3}\right] \times \mathbf{tg\ \beta u}$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
$\gamma_s = 1{,}15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : X = 0,45 m
$V_{max\ comb\ -\ Elu} = 1.32$ KN
$f_{t28} = 3$ MPa
$f_e = 500$ MPa
$\gamma_s = 1{,}15$
$\tau_u = 1.21$ MPa
$\beta_u = 30°$
$b_n = 0{,}52$ m

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{1.46\ cm^2\ /m}$$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}6\frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{7{,}17\ cm^2\ /m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi- travée.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau u \leq \frac{fc28}{6} = \frac{40}{6} = 6.67\ MPa$ Ce qui est vérifié. ✓

Le ferraillage final de la poutre est représenté dans la figure suivante :

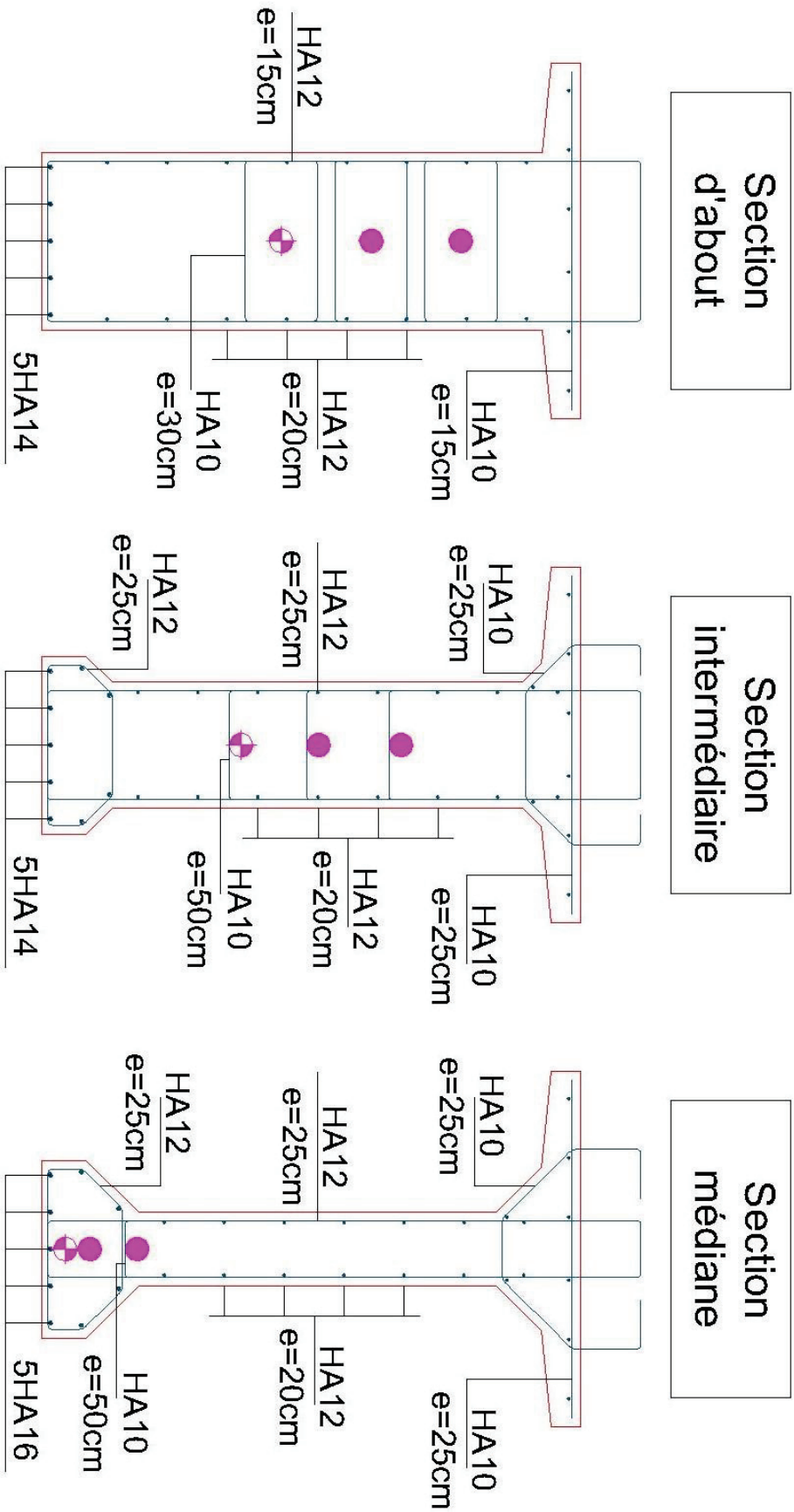


Figure 7.15 – Ferraillage de la poutre.

CHAPITRE VIII
ETUDE DU TABLIER

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES

VIII.1. Calcul des déformations

Sous l'effet de son poids propre et aussi part la mise en précontrainte, une poutre isostatique peut de subir des déformations (rotation, flèche, raccourcissement …etc).

Cependant, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement sons modifié les efforts de précontrainte, cé pour cette raison ces poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) qui permettent une liberté des rotations et des déplacements d'appui.

VIII.1.1. Flèches et contre flèches

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul.

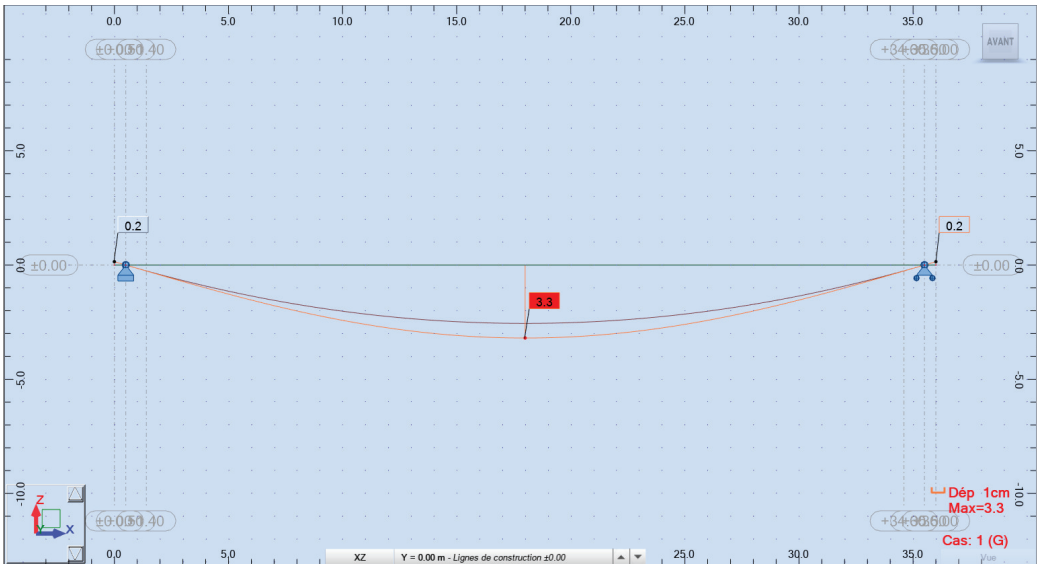
Les flèches sont comptées positivement (+) vers le bas et négativement (-) vers le haut (contre flèche).

VIII.1.1.1. Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison $\mathbf{G_{max}}$, tel que :

$$\mathbf{G_{max} = 1{,}06\ G + 1{,}4\ P_{Revêtement\ +} + 1{,}2\ P_{Autres\ charges}}$$

FIGURE 8.1 — FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A POIDS PROPRE.



D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale a 3.3 cm.

$$\mathbf{f_G = 3.3\ cm}$$

VIII.1.1.2. Contre flèche de précontrainte

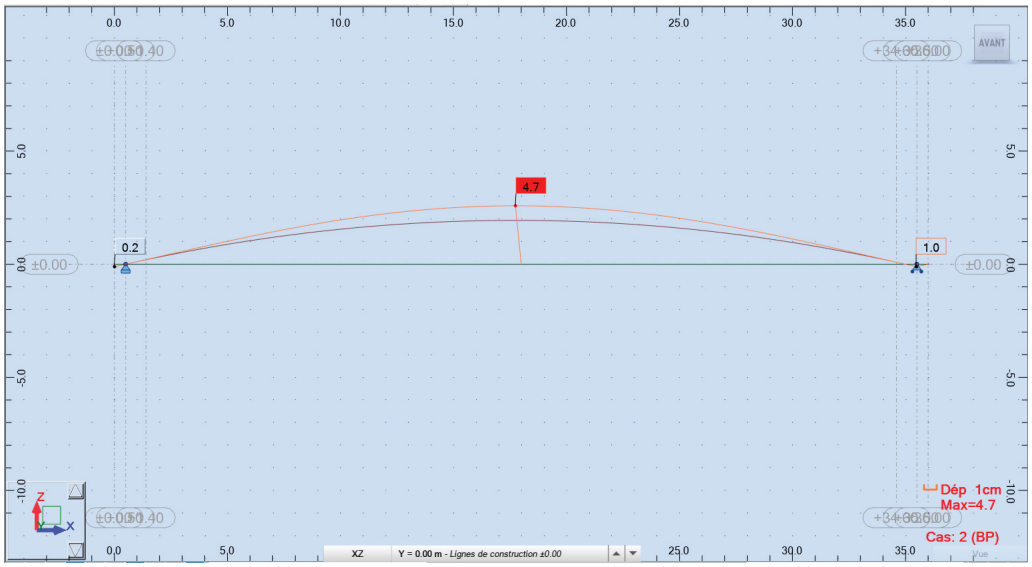
❖ **Données de calcul :**

$P_{Câble\ moy}$ = 6.81 MN (mise en tension a 100 %)

e_0 = - 76,3 cm

e_1 = 15.1 cm

FIGURE 8.2 — CONTRE FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A LA MISE EN TENSION DE LA PRECONTRAINTES.



D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 4,7 cm.

$$f_p = -4.7 \text{ cm}$$

VIII.1.1.3. Flèche de construction

Afin de résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte, on opte pour le fond du coffrage, une flèche de construction qui est vers le haut.

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (3.3 - 4.7) = -1.05 \text{ cm}$$

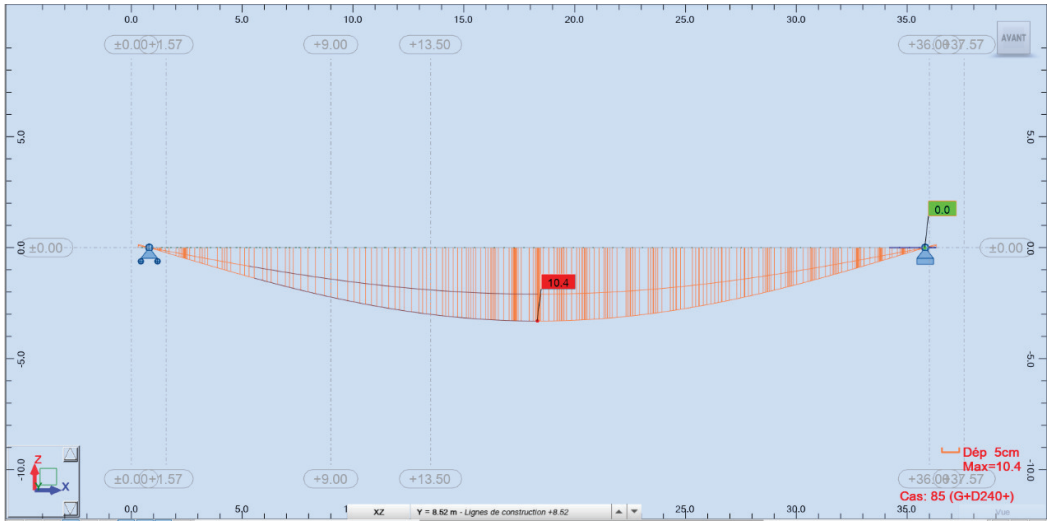
$$f_c = -1.05 \text{ cm}$$

VIII.1.1.4. Flèche maximale a ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G_{max} + D240 + 0{,}6\ T + 0{,}5\ GTh$$

FIGURE 8.3 — FLECHE MAX DE LA POUTRE A ELS.



D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 10.4 cm.

$$f_{ELS} = 10.4 \text{ cm}$$

VIII.1.1.5. Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C$$

$$f = 4{,}825 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 4.65$ **cm**. La flèche admissible : (L/700 = 5.1 cm) doit être supérieur à la flèche calculée (4.65 cm)

***Conclusion** : la condition est vérifiée.* ✓

VIII.1.2. Déplacements horizontaux

VIII.1.2.1. Déplacement du a la température

La température Cet effet constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L = L \times \xi_T$$

L : longueur de délitation ;

ξ_T : coefficient de la température. $\Xi_T = 2*10^{-4}$ **(court terme)** ; $\xi_T = 3*10^{-4}$ **(long terme)**

VIII.1.2.2. Déplacement du au séisme

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\Delta Lsi = \frac{T^2}{4 \times \Pi^2} \times Sa$$

F_s : la force sismique,
K_T : la rigidité des appuis du tablier.

Application Numérique :

T = 1.05 s
Sa = 2.81 m

ΔL = 78.55 mm

VIII.2. Etude de l'hourdis

VIII.2.1. Hypothèse de calcul

VIII.2.1.1. Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé, sui sert à :

- Transmettre les surcharges aux poutres ;
- Recevoir la couche de roulement ;
- Couverture pour le pont.
- Assure la répartition transversale des efforts dans le tablier ;

Aussi soumis à :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts ;
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, Le but est d'étudier la flexion transversale, en déterminons la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.2.1.2. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 11.25 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VIII.2.1.3. Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2019, par contre pour déterminer la section de ferraillage on utilise Robot Expert 2010.

VIII.2.2. Modélisation et évaluation des efforts

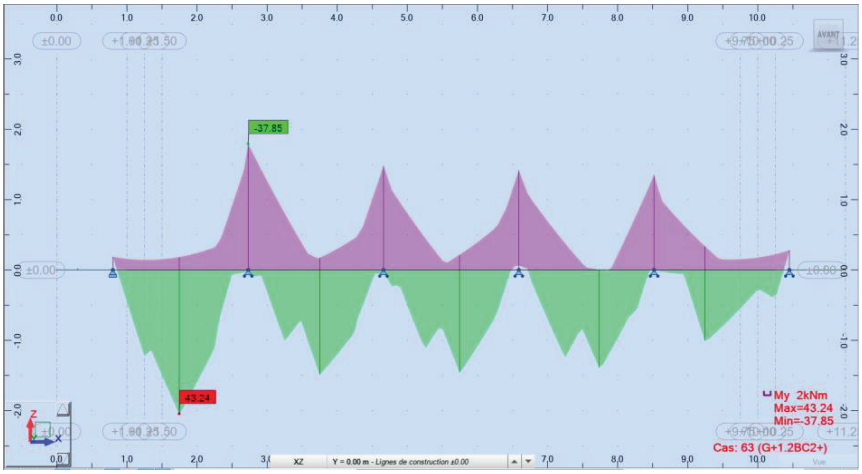
L'hourdis est modélisé on utilisant l'élément « **Barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

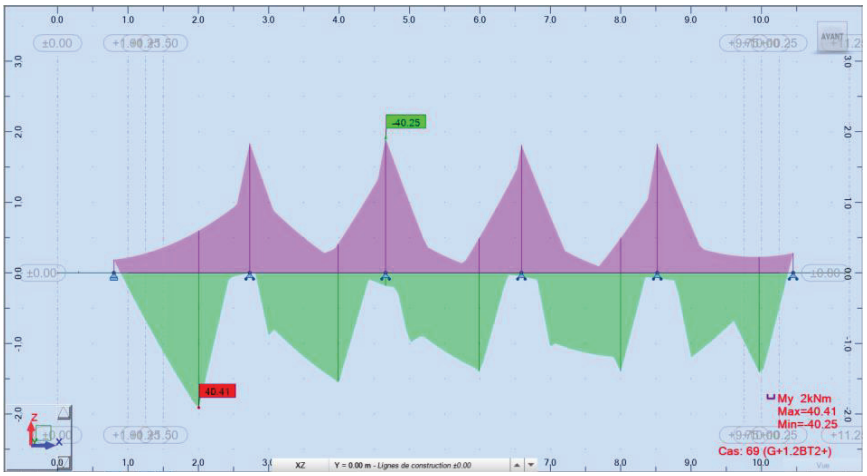
Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 6 (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants.
Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

- **M_{max} ELS : G_{max} + 1,2 Bc 2 Voies**



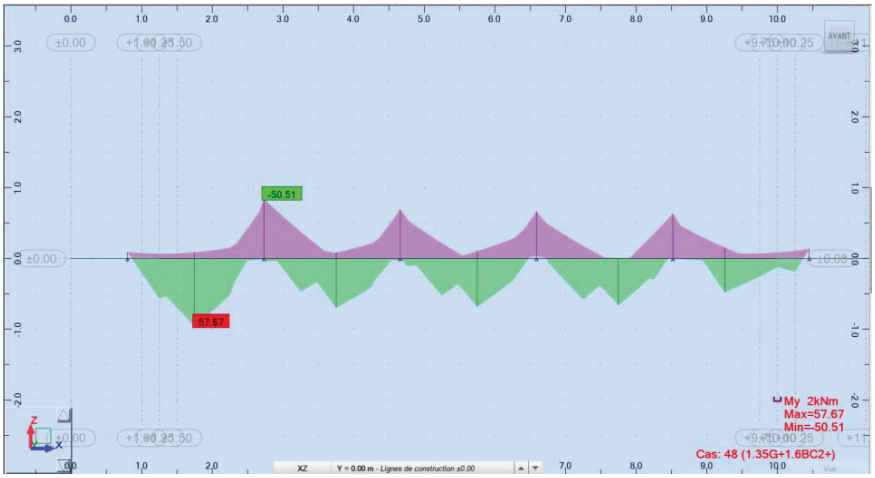
- **M_{max} ELS : G_{max} + 1,2 Bt 2 Voie**



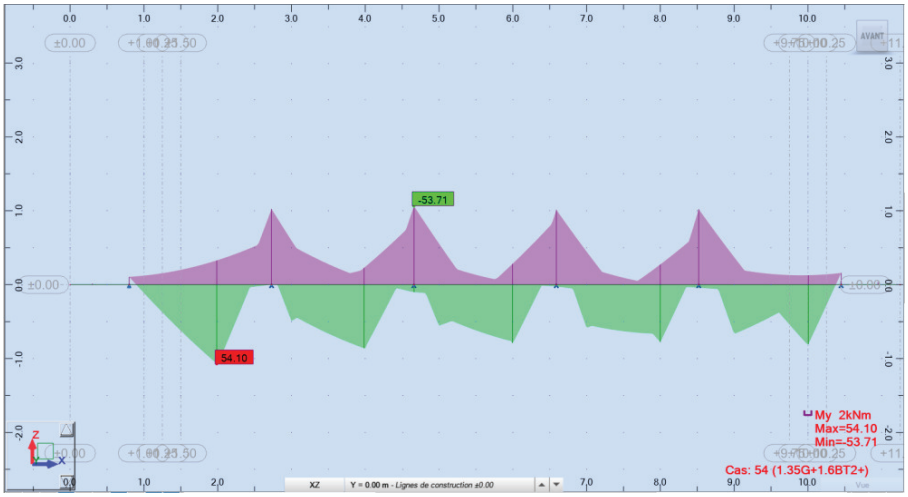
Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 40.25 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELS} = 43.24 KN.m

- **M_{max} ELU : 1,35 G_{max} + 1,6 Bc 2 Voies**



- **M_{max} ELU : 1,35 G_{max} + 1,6 Bt 2 Voies**



Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 53.71 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELU} = 57.67 KN.m

VIII.2.3. Ferraillages

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.2.3.1. Ferraillages nappe supérieure

- **Armature transversale :**

A_s = 6,4 cm² / ml Voir Annexe C

On opte pour 5 T14 (A_s = 7,70 cm²) ; avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s.

On opte pour 5 T10 (A_s = 3,93 cm²) ; avec un espacement de 20 cm.

VIII.2.3.2. Ferraillages nappe inferieur

- **Armature transversale :**

A_s = 6.9 cm² / ml Voir Annexe C

On opte pour 5 T14 (A_s = 7,70 cm²) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal C = 3cm

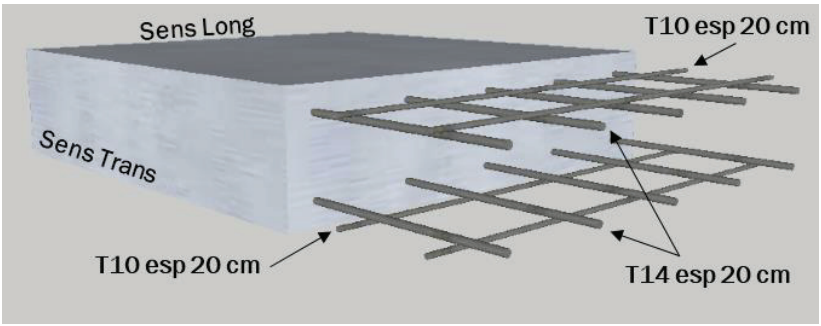
- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

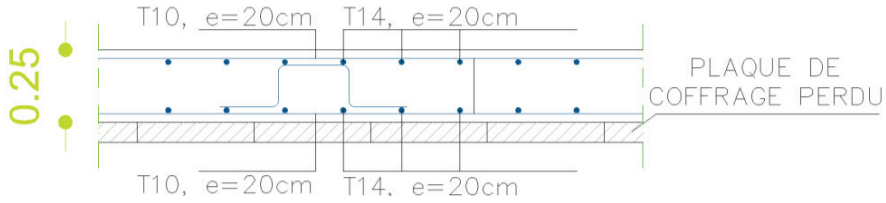
Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s.

On opte pour 5 T10 (A_s = 3,93 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal C = 3cm

FIGURE 8.4 — FERRAILLAGE DE LA DALLE.





VIII 3. Etude de l'entretoise

VII.3.1. Principe de ferraillage

L'entretoise est une pièce essentielle qui relie d'autres pièces pour maintenir un encastrement déterminer, du coup sont ferraillage des entretoises doit être capable de reprendre les efforts qui s'y développent suis l'action des charges d'exploitation.

VIII.3.1.1. Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation

Dans notre cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'affecte pas les entretoise par effort major, donc le ferraillage nécessaire est donc peut important

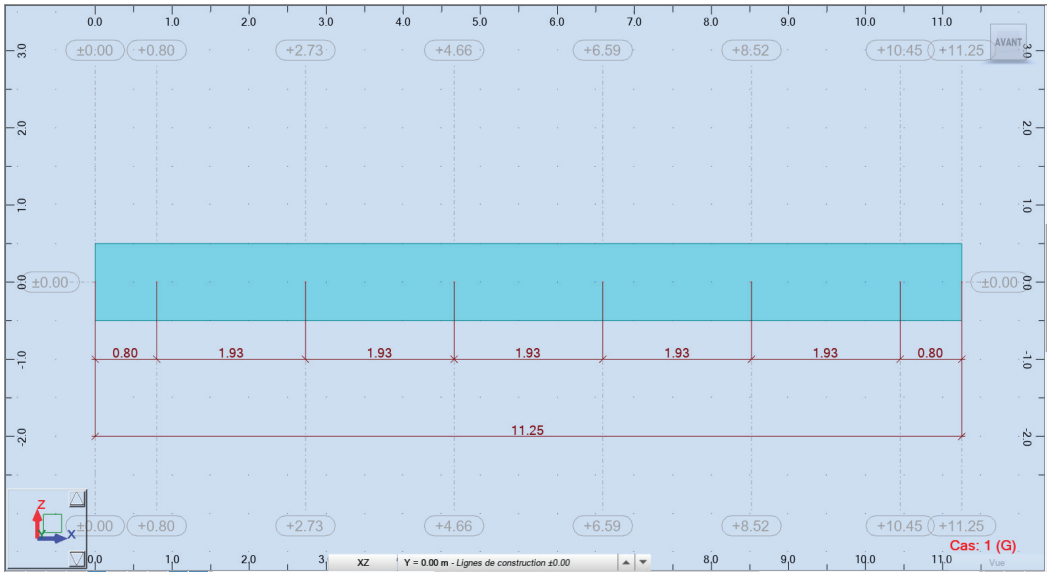
VIII.3.2. Modélisation et évaluation des efforts

VIII.3.2.1. Modelé de calcul

L'étude de l'entretoise est faite en deux étapes, Une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant.

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie.

FIGURE 8.5 — MODELE DE CALCUL DE L'ENTRETOISE.



VIII.3.2.2. Chargements

Dimensions de l'entretoise et les charges permanentes : Consulter Chapitre 5

Poids de la superstructure revient à l'entretoise = 206.12 × 18 = **3710.16 KN**

G = 329.79 KN/ml

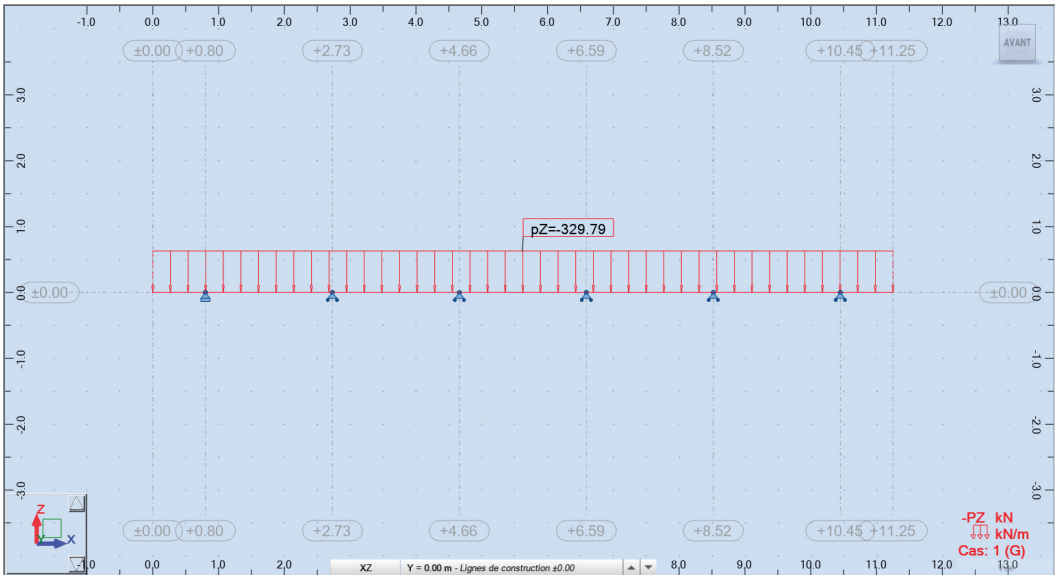
VIII.3.2.3. Combinaisons

Deux combinaisons pris en considération :

ELU : 1,35 G

ELS : G

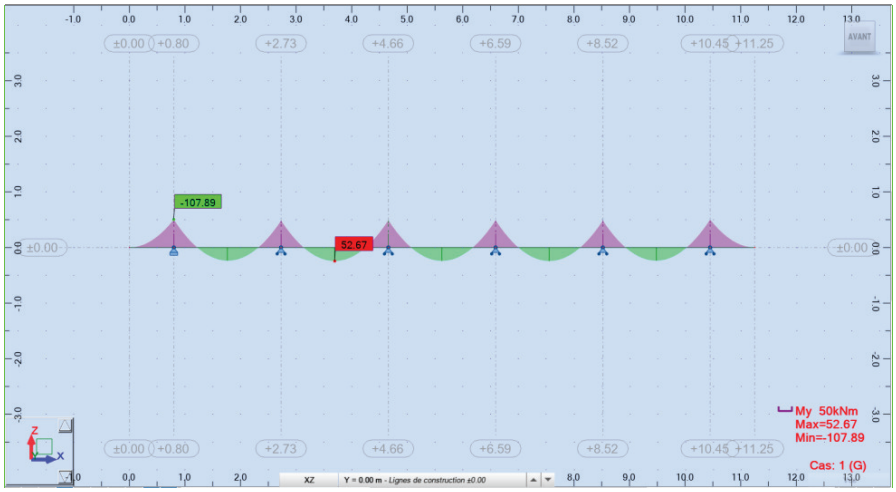
FIGURE 8.6 — CHARGEMENT DE L'ENTRETOISE.



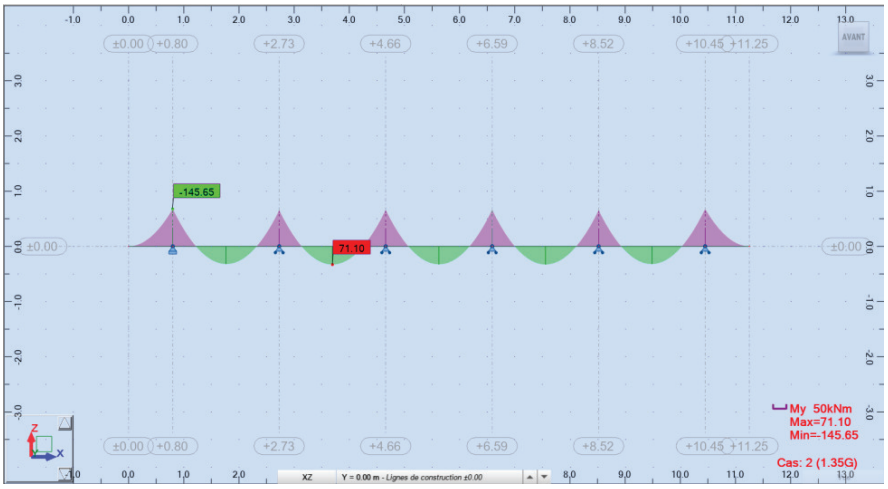
VIII.3.2.4. Résultats

Les sollicitations obtenues à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2019 sont comme suit :

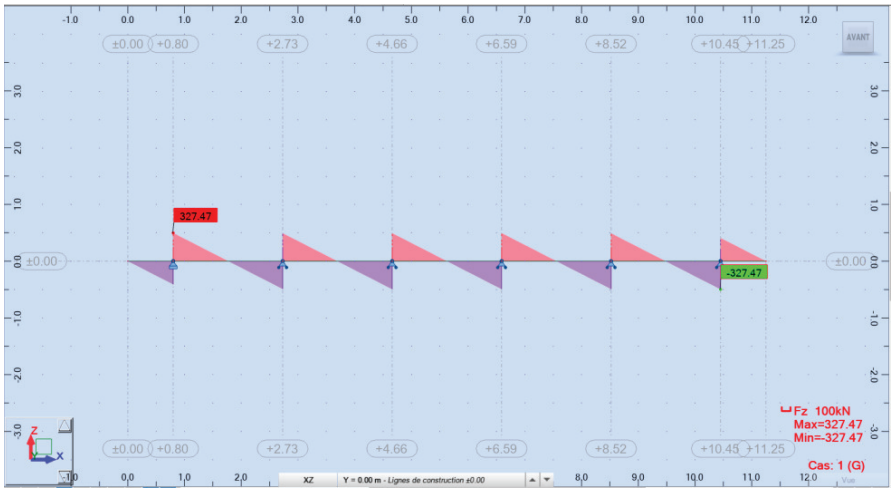
- **Mmax ELS : G**



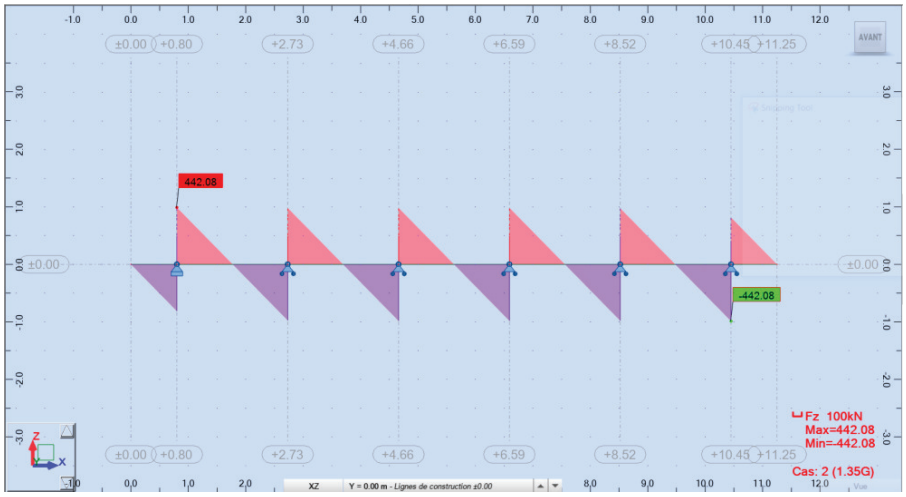
- **Mmax ELU : 1,35 G**



- **Effort tranchent Tmax ELS : G**



- **Effort tranchent Tmax ELU : 1,35 G**



VIII.3.3. Ferraillage

La section de ferraillage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.3.3.1. Ferraillages nappe supérieure

- **Armature transversale :**

$A_s = 3.6\ cm^2 / ml$ Voir Annexe C

On opte pour 3 T14 ($A_s = 4.62\ cm^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Armature de pont (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s.

On opte pour T12 ; avec un espacement de 15 cm.

IX.3.3.2. Ferraillages nappe inférieur

- **Armature transversale :**

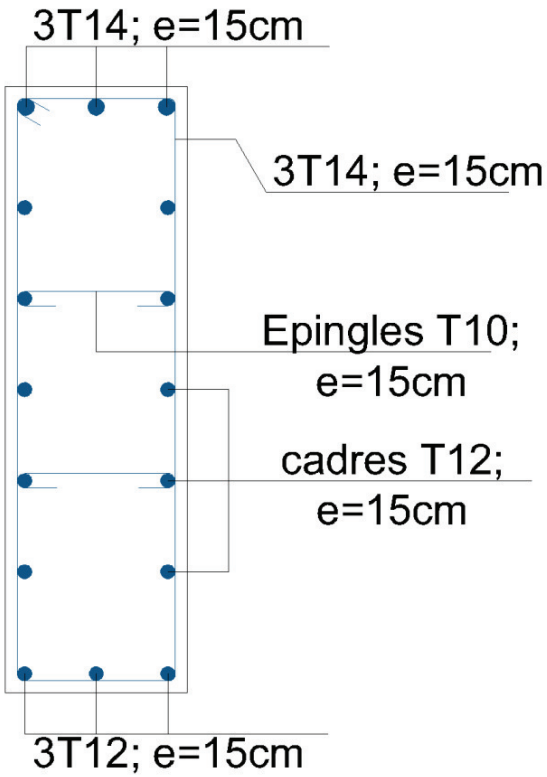
$A_s = 3.2\ cm^2 / ml$ Voir Annexe C

On opte pour 3T12 ($A_s = 3.39\ cm^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

IX.3.3.3. Cadres transversales (Efforts tranchant)

On opte pour des cades de T12 ; avec un espacement de 15 cm. Voir Annexe C

FIGURE 8.7 — FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.



VIII.4. Etude de l'appareil d'appui

VIII.4.1. Choix du type d'appareil

Les appareils d'appui sont les éléments de structure qui assurent ma liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot 'AAP) représentent plus de 90% des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

VIII.4.2. Constitution de l'appareil d'appuis en élastomère fretté

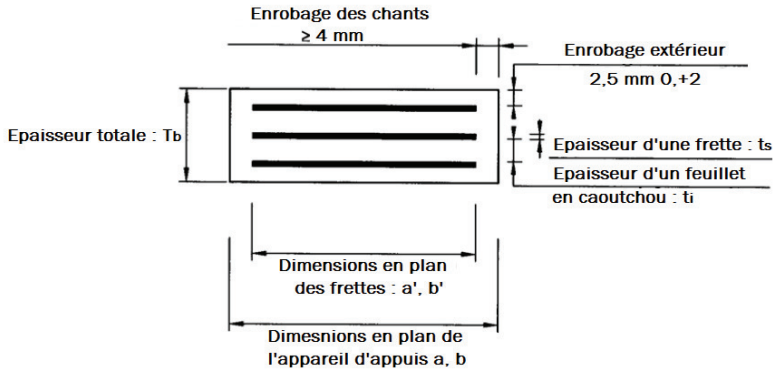
On choisit les appareils d'appui en élastomère fretté, qui est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton pour ces avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré ;
- Transmissions des charges normales à leur plan ;
- Permet d'absorber par rotation et distorsion les déformations et les translations.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure 8.8.

FIGURE 8.8 — CONSTITUTION TYPE D'UN APPAREIL D'APPUI.



VIII.4.3. Dimensionnement / Selon Guide Technique SETRA.

VIII.4.3.1. Détermination de la section pour les appareils d'appui des piles

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

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa$$

σ_{max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max} a ELU ;
R_{max} : réaction d'appui a ELU.

Application Numérique :

R_{max} = 1.32 MN Voir Annexe C

$$a' \times b' \geq 661.695\ cm^2$$

On prend : $a \times b = 35 \times 35\ cm^2$

IX.4.3.2. Hauteur nette d'élastomère

L'épaisseur de l'appareil d'appui **T** est conditionné par la condition de non flambement, avec **a** est le plus grand côté :

$$\frac{a}{10} \leq Te \leq \frac{a}{5}$$

T_e : épaisseurs des feuillets d'élastomère.
nb_c : nombre de couche de caoutchoute.
e_{et} : épaisseur des couches supérieur et inferieur de caoutchoute.

Application Numérique :

a =35 cm

$$\frac{35}{10} \leq Te \leq \frac{35}{5}$$

$$3.5\ cm \leq Te \leq 7\ cm$$

On calcule T_e et T_d:

$$\boldsymbol{T_e = t_i \times nb_c + 2 \times e_{et}}$$

$$\boldsymbol{T_d = T_e + (nb_c + 1) \times t_S}$$

Application Numérique :

t_i= 10 mm (mentionné que du guide Setra)

t_s= 3 mm

e_{et}= 2.5 mm

e_{ch}= 4 mm

nb_c= 5

$$\boldsymbol{T_e = 10 \times 5 + 2 \times 2.5}$$

$$\boldsymbol{T_e = 55\ mm = 5.5\ cm}$$

Condition de non flambement vérifié

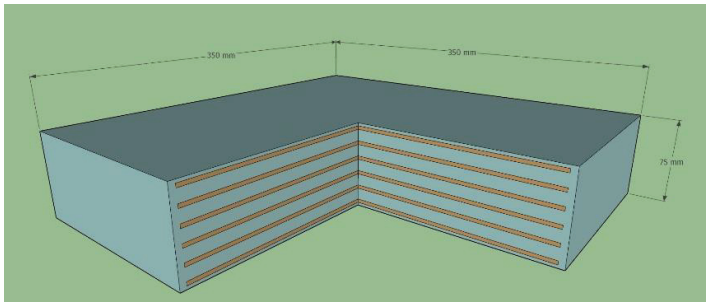
$$\boldsymbol{T_d = 55 + (5 + 1) \times 3}$$

$$\boldsymbol{T_d = 73\ mm = 7.3\ cm}$$

Conclusion

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis : Modèle HDRB 1,2-16,

FIGURE 8.9 — LES DIMENSIONS FINALES DE L'APPAREIL D'APPUI PILE.



VIII.4.3.1. Détermination de la section pour les appareils d'appui des culées

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

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa$$

σ_{max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max} a ELU ;

R_{max} : réaction d'appui a ELU.

Application Numérique :

R_{max} = 1.32 MN Voir Annexe C

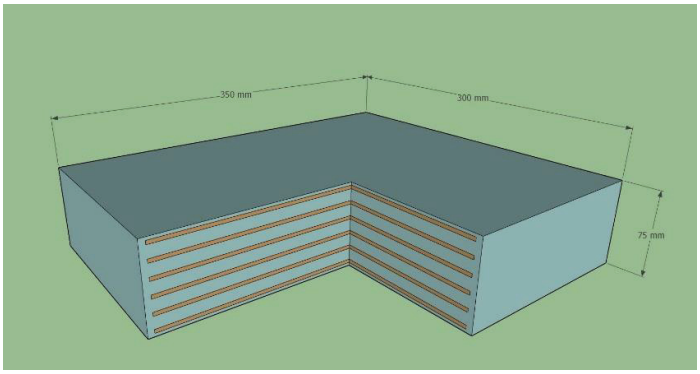
$$a' \times b' \geq 661.695\ cm^2$$

On prend : $a \times b = 35 \times 30\ cm^2$

Conclusion

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis : Modèle HDRB 1,2-16,

FIGURE 8.10 — LES DIMENSIONS FINALES DE L'APPAREIL D'APPUI



VIII.4.3.2. Hauteur nette d'élastomère

L'épaisseur de l'appareil d'appui **T** est conditionné par la condition de non flambement, avec **a** est le plus grand côté :

$$\frac{a}{10} \leq Te \leq \frac{a}{5}$$

T_e : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

nb_c : nombre de couche de caoutchoute.

e_{et} : épaisseur des couches supérieur et inferieur de caoutchoute.

Application Numérique :

a =35 cm

$$\frac{35}{10} \leq Te \leq \frac{35}{5}$$

$$3.5\ cm \leq Te \leq 7\ cm$$

On calcule T_e et T_d:

$$\boldsymbol{T_e = t_i \times nb_c + 2 \times e_{et}}$$

$$\boldsymbol{T_d = T_e + (nb_c + 1) \times t_S}$$

Application Numérique :

t_i= 10 mm (mentionné que du guide Setra)
t_s= 3 mm
e_{et}= 2.5 mm
e_{ch}= 4 mm
nb_c= 5

$$\boldsymbol{T_e = 10 \times 5 + 2 \times 2.5}$$

$$\boldsymbol{T_e = 55\ mm = 5.5\ cm}$$

Condition de non flambement vérifié

$$\boldsymbol{T_d = 55 + (5 + 1) \times 3}$$

$$\boldsymbol{T_d = 73\ mm = 7.3\ cm}$$

VIII.4.4. Vérifications du dimensionnement

Il y a quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes, qui doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

VIII.4.4.2. Résistance à la compression

Pour les appareils d'appui des piles :

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20MPa$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{axb}$$

N : Réaction d'appui à l'ELU

Application numérique :

N = 1.323 MN

a = 350 mm = 0.35 m

b = 350 mm = 0.35 m

$$\sigma_m = \frac{1.323}{0.35 \times 0.35}$$

$\sigma_m = 10.80\ MPa \leq 20\ MPa$ Condition vérifiée

Pour les appareils d'appui des culées :

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20MPa$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{axb}$$

N : Réaction d'appui à l'ELU

Application numérique :

N = 1.323 MN

a = 350 mm = 0.35 m

b = 300 mm = 0.30 m

$$\sigma_m = \frac{1.323}{0.35 \times 0.30}$$

$\sigma_m = 10.80\ MPa \leq 20\ MPa$ Condition vérifiée

VIII.4.4.3. Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$H < fN \text{ Et } f = 0.1 + \frac{0,6}{\sigma_m}$$

H : l'effort horizontal ;

N : l'effort de compression vertical ;

f : coefficient de frottement.

Application numérique :

a. Pile :

N = 1.04 MN ;
$\sigma_m = 8.50\ MPa$;
$f = 0.1 + \frac{0,6}{8.50}$
$f = 0.17$
$H = 0.33\ MN$
$0.33\ MN < 0.18\ MN$ Non vérifié

On fait des dispositifs de non glissement

b. Culée :

N = 0.95 MN ;
$\sigma_m = 7.74\ MPa$;
$f = 0.1 + \frac{0,6}{7.74}$
$f = 0.18$
$H = 0.33\ MN$
$0.33\ MN < 0.17\ MN$ Non vérifié
On fait des dispositifs de non glissement

Note : Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.4.4.4. Limitation de distorsion

La vérification de la distorsion est assurée si :

$$\delta < \delta_c$$

Pour :

$$p = \frac{P_u}{P_c} \leq 0,25$$

$$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p)$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d}$$

γ : diamètre pour un appui circulaire, petit coté pour un appui rectangulaire,

T : **épaisseur totale d'élastomère.**

Pour :

$$p = \frac{P_u}{P_c} \geq 0,25$$

$$\delta \leq 1.4\ (1 - 2p)$$

Application numérique :

$\gamma = 0.0879\ m$

$T_d = 0.055$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d}$$

$\delta = 1.598$

P_c = 4.39 MN

P_u = 1.32 MN

$$p = \frac{1.32}{4.39} = 0.301 \geq 0{,}25$$

Alors :

$$\delta_c = 1.4\ (1 - 2p)$$

$\delta_c = 1.4\ (1 - 2 * 0.301)$

$\delta_c = 0.56$

$$\delta_c = 0.56\ >\ \delta = 1.598$$

Condition non vérifiée

On fait des dispositifs de non distorsion

VIII.4.4.4. Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$S = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$$

$$P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h}$$

γ_s : coefficient de sécurité ;

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

P_c : la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

S : Facteur de forme ;

Application numérique :

a = 350 mm = 0.35 m

b = 350 mm = 0.35 m

t = 10 mm = 0.01 m

$$S = \frac{0.35 \times 0.30}{2 * 0.01(0.35 + 0.30)}$$

S = 8.08

G = 0.9

B = 0.105 m^2

d = 0.013

h = 0.073 m

$$P_c = 4 * 0.9 * 0.105 * 8.08^2 \frac{0.013}{0.073}$$

$$P_c = 4.39MN$$

P_u = 1.32 MN

γ_s=3

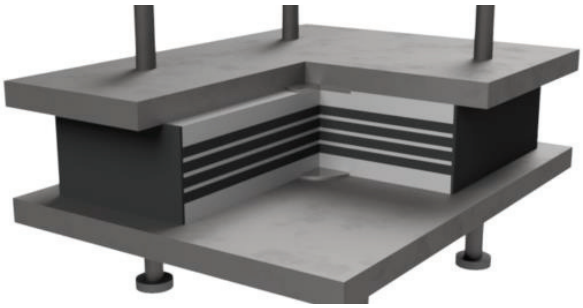
$$3 \times 1.32 = 3.97\ MN \leq 4.39\ MN$$

Condition vérifiée

VIII.4.5. Les plaques de fixation

On utilise les plaques de fixation afin d'assurer le positionnement des appareils d'appuis sur les appuis et l'empêchement du glissement des poutre.
Ils sont d'épaisseur de 2.25 cm avec une section supérieur à 5 cm dans chaque côté.

FIGURE 8.11 — APPAREIL D'APPUI AVEC LEURS PLAQUES DE FIXATION.



VIII.5. Joint de chaussée

VIII.5.1. Définition

Les scellés routiers sont un élément exposé au trafic et aux agressions environnementales. Toute intervention sur ces équipements aura un impact sur le fonctionnement de l'ouvrage, qui devra être limité par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

FIGURE 8.12 — JOINT DE CHAUSSEE TYPE ALGA.



Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

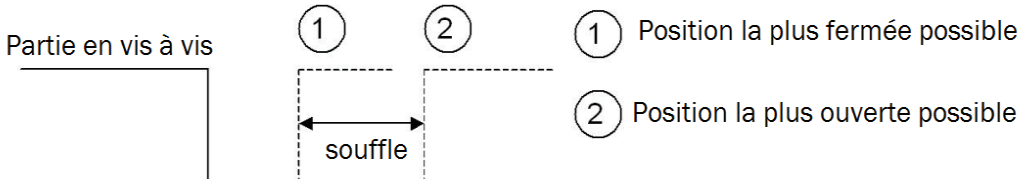
- Confort et esthétique.
- Résistance.
- Etanche.
- Fiable à long terme.

VIII.5.2. Dimensionnement

VIII.5.2.1. Calcul du souffle

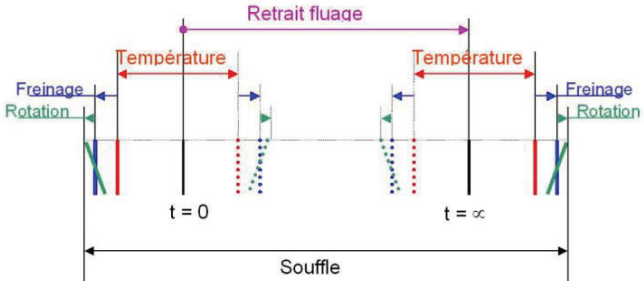
- **Définition** :

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.



- **Composantes** :

FIGURE 8.13 — COMPOSANTE DU SOUFFLE.



- **Actions prendre en compte :**

Conformément à l'RPOA 2008, les actions à prendre en compte sont :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- Actions accidentelles (séisme).

- **Combinaison des effets** :

On dimensionne les joints de chaussées selon le RPOA avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint,
$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage),
$\mathbf{W_T}$: souffle thermique,
$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.

W = 41.6 mm (Voir article 9.1.2)

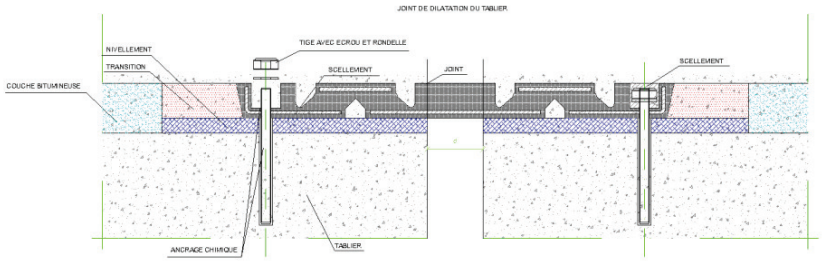
VIII.5.2.2. Choix de type de joint

On choisit le joint TX140 (ALGAFLEX TX). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de ± 70 mm.

FIGURE 8.14 — COUPE TRANSVERSALE DU JOINT DE

TABELA SA DIMENZIJAMA / *DIMENSIONAL TABLE*

Dilatacija / *Joint*	Podužno pomeranje *Longitudinal movement*	Poprečno pomeranje *Transversal movement*	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)		Øf (mm)
TX140	±70	±70	590	500	80	750	2000	140	55	80	M16x200	18
TX220	±110	±110	800	700	120	980	2000	150	69	100	M20x230	24
TX270	±135	±135	890	790	150	1070	2000	150	78	110	M20x230	24
TX330	±165	±165	1105	985	220	1290	1000	200	100	130	M24x300	27
TX345	-160/185	±170	1260	1140	420	1450	1000	200	95	120	M24x300	27



CHAPITRE IX ETUDE DE LA PILE

CHAPITRE IX : ÉTUDE DE LA PILE

IX.1. Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

IX.1.3. Critère de conception

La conception des piles dépond de trois critère, cité comme suite :

- Mécaniques :

Le modèle de pile choisir doit présenter une rigidité suffisante dans les deux sens, ou encore la nécessité de pouvoir résister sans dommages appréciables au différent type d'action accidentelle.

- Économiques :

Le choix d'un modèle économique est le défi de l'ingénieur dans la conception et l'étude des ouvrages d'art.

- Esthétiques :

Ce critère est lié au l'emplacement de l'ouvrage (rural ou urbaine), ainsi que les instructions de maitre de l'ouvrage.

IX.1.4. Modèle des piles adoptées

Pour notre cas on opte pour un modèle de base B, piles composées des colonnes avec section circulaire.

Norte choix est motivé par deux réseaux principaux, un réseau économique et l'autre esthétique.

- **Réseau économique** : le modèle des colonnes présente des quantités du béton et d'aciers plus mois inférieurs par rapport au modèle voile.
- **Réseau esthétique** : on doit suivi les instructions données par le maitre d'ouvrage (ANA : Agence Nationale des Autoroutes), qui consiste de garder le même modèle de base des piles sur toute la section autoroutière.

IX.2. Pré dimensionnement des piles

IX.2.1. Dimensions

- **Chevêtres :**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : L = 11.25 m ;
- Largeur : e = 2.60 m ;
- Hauteur : H = 1.90m.

- **Fûts - colonne à section circulaire :**

Nous allons prendre deux colonnes à un diamètre fixe de 2.00 m et un entraxe de 6.50 m.

- **Semelles**

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 1.80m ;
- Largeur : 6.20 m ;
- Longueur : 11.00m ;
- Béton de propreté : 0,10 m.

Le système des fondations, choisi sur la base des actions (statiques et sismiques) et les données géotechniques du terrain, est constitué par des massifs à 8 pieux d'un diamètre : Φ=1,2m.

IX.2.2. Implantation des piles

Les hauteurs H des piles sont définies par :

$$H_{Fût} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (h_{appareil} + h_{dé\text{-}appui} + h_{tablier}).$$

- **Implantions des piles côté gauche :**

Tableau 9.1 — Caractéristiques des piles côté gauche.

N° pile	PK (Km)	Portée (m)	H_{moy} fûts (m)	H_{moy} colonne (m)
P1	17 + 344.05		7.2	8.90
P2	17 + 380.18	36.13	20.383	11.99
P3	17 + 416.30	36.12	12.5	14.20
P4	17 + 452.42	36.12	11.25	12.95

- **Implantions des piles côté droite :**

Tableau 9.2 — Caractéristiques des piles côté droite.

N° pile	PK (Km)	Portée (m)	H_{moy} fûts (m)	H_{moy} colonne (m)
P10	17 + 344.04		7.2	8.90
P20	17 + 380.15	36.11	20.383	11.99
P30	17 + 416.25	36.10	12.5	14.20
P40	17 + 452.40	36.15	11.25	12.95

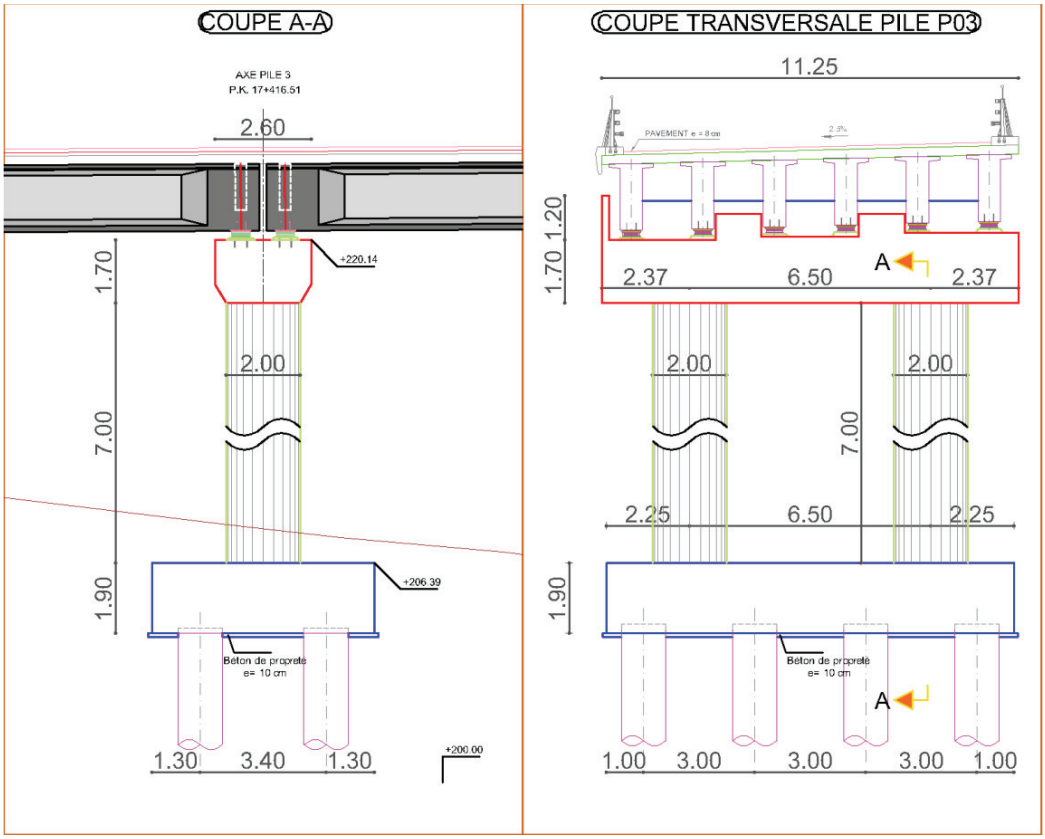
IX.3. Descente des charges

IX.3.1. Pile prise en considération dans le calcul

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude sur la pile qui présente une hauteur max.

La pile concernée par le calcul est la Pile **P03** côté gauche, qui caractérisé par les dimensions mentionnées dans la figure 9.1 ci-après.

FIGURE 9.1 — DIMENSIONS DE LA PILE P03 GAUCHE.



IX.3.2. Efforts dus à la pile

On a fait les calculs sur trois cas favorables de séismes correspondant à :

- **1ère cas** : cas normale sans séisme : $k_h = k_v = 0$
- **2ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » :

  $k_h = 0.20$ $k_v = 0.06$

- **3ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » :

  $k_h = 0.25$ $k_v = -0.06$

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau ci-après :

La somme de ces efforts est résumée dans le tableau 9.4

Tableau 9.3 — Evaluations des efforts dus à la pile.

Sollicitation	P (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o (KN.m)	MFH/o (KN.m)
Semelle	3135.00	/	0.00	0.95	0	0
Futs	1963.50	/	0.00	8.15	0	0
Chevêtre	1243.13	/	0.00	15.25	0	0
G_{max} Tablier	7508.58	/	0.00	16.10	0	0

Tableau 9.4 — La somme des efforts dus à la pile.

Sollicitation	N(kN)	H(kN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	M (kN.m)
Somme	13850.20	/	/	/	0	0

IX.3.3. Efforts dus au tablier

Les réactions dues au tablier sont résumées dans le tableau 10.5. (Voir Annexe D)

Tableau 9.5 — Evaluations des efforts dus au tablier.

Sollicitation / Désignation	V (kN)	H (kN)	v (kN)	M (kN.m)
A(l) 2 Voies	1659.60	-	-	-
D240	2122.29	-	-	-
Bc 2Voies	1229.38	-	-	-
Mc 120	1145.87	-	-	-
Freinage Bc 2Vs	-	180.00	16.1	2898.00
Freinage A(l) 2 Vs	-	74.74	16.1	1203.31
H_T	-	72.93	16.1	1174.18
H_{flv} (Ret + flu)	-	115.76	16.1	1863.78
Séisme	-	4578.52	-	51362.22

IX.3.4. Combinaison des efforts

Les combinaisons pris en considération sont définies en **Chapitre 5**.

Tableau 9.6 — Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M_h (KN.m)
ELS	G + 1.2 (A(l) 2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	15841.72	249.21	4012.26
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	15972.49	159.52	2568.28
	G + 1.2 Bc 2Vs+ 0.6T + H_{flv}	**15325.45**	**375.52**	**6045.88**
	G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	14996.07	159.52	2568.28
ELU	1.35G + 1.6 (A(l) 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	21353.13	341.50	5498.16
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	18697.77	221.92	3572.86
	1.35 G + 1.6 Bc 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	**20664.77**	**509.92**	**8209.66**
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	21562.86	221.92	3572.86
ELA (comb max)	G + E + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}	**12741.60**	**4258.24**	**62256.11**

NB :

Le calcul des efforts sur la culée a été faite par rapport au point A situé :

- **Bas de la semelle ;**
- **Centre de la semelle.**

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS : N_{max} = 15325.45 KN
- ELA: N_{max} = 12741.60 KN

IX.4. Etude de fondation

IX.4.1. Etude des pieux

IX.4.1.1. Nombre des pieux

Le nombre de pieux proposé pour la pile est 8 pieux de 20 m de profondeur.

On prend : 8pieux de 20m de profondeur.

IX.4.1.2. Effort revenant à chaque pieu

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

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;
X,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS : $N_1 = 1\,471.13$ kN<6 234.50 kN ✓
  $N_2 = 2\,360.23$ kN<6 234.50 kN ✓
- ELA : $N_1 = 6\,170.36$ kN<12 440kN ✓
  $N_2 = -2\,984.96$ kN<10392.31kN ✓

Avec :

$Q_{traction} = Q_{SL}/1,3$ Article 5.6.3.2 ROPA

IX.4.1.3. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_U\, b\, y = 0$$

b : diamètre du pieu ;
C_U : module de réaction du sol ;
y : déplacement en tête du pieu ;

La solution de l'équation précédente est de la forme :

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

α : Longueur élastique du pieu ;

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

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

Avec :

E : module d'élasticité du béton ;
I : moment d'inertie du pieu **;**
b : longueur du pieu.

Application Numérique :

C_u = 35 MN/m^3
E = 33 000 MPa
b = 1.20 m
I = 0.102 m^4

$$\lambda = 0.236$$

D'où : $\lambda L = 4.73$

D'où, en tire les valeurs de $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$ pour $\lambda \times L = 4.55$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.73 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.33 \\ X_\varphi^M = 1.58 \end{cases}$$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

ELS : H_{Max} = 375.52 KN $\overline{P} = 46.94\ kN$

ELU : H_{Max} = 509.92 Kn $\overline{P} = 63.74\ kN$

ELA : H_{Max} = 4458.64 kN $\overline{P} = 557.33\ kN$

- **Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

ELS : $\overline{P} = 46.94\ kN\ \overline{M} = -166.99\ kN.m$

ELU : $\overline{P} = 63.74\ kN\ \overline{M} = -226.75\ kN.m$

ELA : $\overline{P} = 557.33\ kN\ \overline{M} = -1982.66\ kN.m$

IX.4.1.4. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

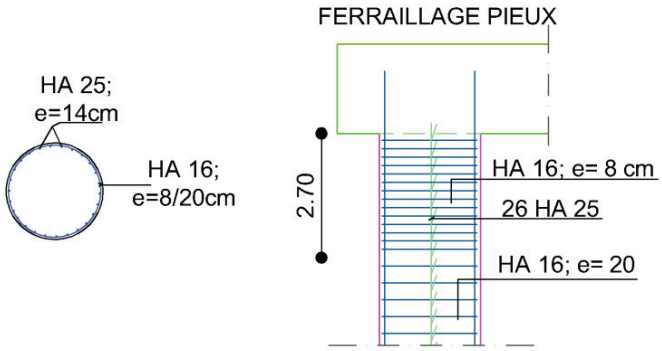
- Avec Robot expert A_s=123.70 cm²
  Donc : on prend 26HA25 (As = 128.63cm²).

Cerces transversales :

- ❖ Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 8 dans la zone critique (2,4 m) et 20 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 9.2.

FIGURE 9.2 — FERRAILLAGE DU PIEU.



IX.4.2. Etude de la semelle

- Longueur : L = 11.00 m.
- Hauteur y : H = 1.90 m.
- Largeur : l = 6.00 m

IX.4.2.1. Evaluation des efforts

$$N_{Max} = \max \{N1, N2\}$$

ELS : N_{Max}= 2 360.23 kN

ELA : N_{Max}= 6 170.36 kN

IX.4.2.2. Ferraillage de la semelle

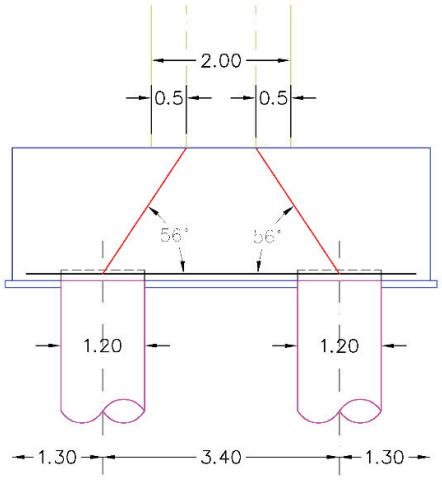
Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h =**H – d'** , d' = 10 ☑ cm ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de mur frontal.

FIGURE 9.3 — APPLICATION DE LA METHODE DE BIELLE.



A partir de la figure 9.8 on tir les données suivantes :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}35\,m < 1.80\,m$$

$\alpha_1 = 56.34° \geq 45°$

$\alpha_2 = 56.34° \geq 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à : :

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

Avec : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$

Application Numérique :

$N_{Max\text{-}ELS} = 2\ 360.23$ kN

$N_{Max\text{-}ELA} = 6\ 080.81$ kN

$\bar{\sigma}_{a\text{-}ELS} = 333{,}33$ MPa

$\bar{\sigma}_{a\text{-}ELA} = 500$ MPa

$As\text{-}_{ELS} = 47.21$ cm^2

$As\text{-}_{ELA} = 81.08$ cm^2

Donc **As = As = 81.08 cm^2**

On prend 17HA25 (As = 83.45 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ_{pieu}** = 3 + 1,2 = 4,2 m.

Avec : $St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 22{,}10$ cm ,on opte pour un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales inférieure :

- As_1 = As/2 ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :

- As_2 = As/3 ; Soit : HA14, avec un espacement de 18 cm.

Armatures ☑ **longitudinales supérieure :**

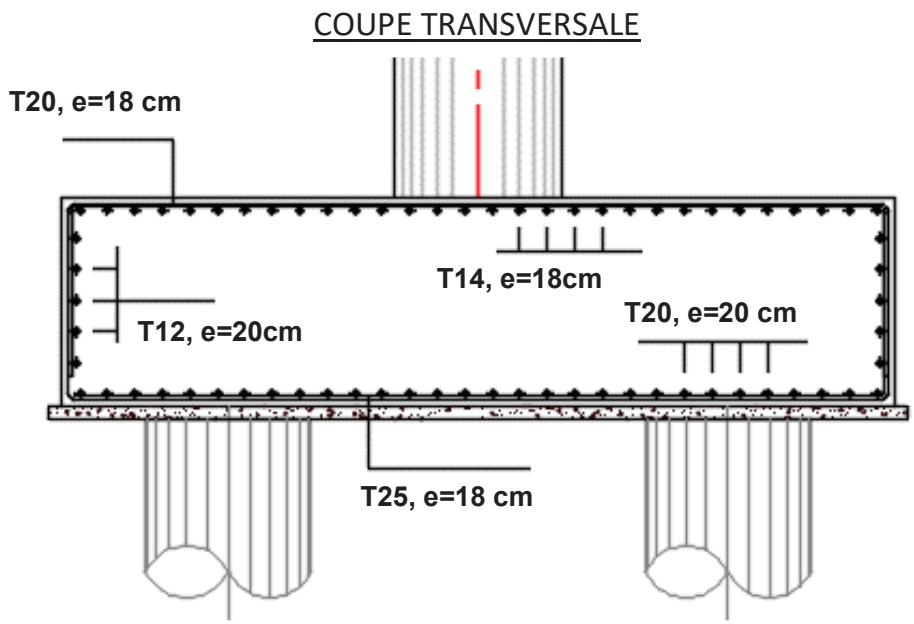
- As_3 = ☑ As/4 ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10 ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 9.4.

FIGURE 9.4 — FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.



IX.5. Etude des éléments de la pile

IX.5.1. Etude des colonnes

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 2,00 m
- Hauteur moy : H=12.25 m
- Entraxe : E = 6.5 m

IX.5.1.1. Evaluation des efforts

Le calcul est résumé dans le tableau suivant à l'aide d'une feuille EXCEL :

TABLEAU 9.7 — LES EFFORTS AGISSANT SUR LES COLONNES.

Sollicitation / Désignation	P (kN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Futs	1963.50	/	0.00	8.15	0	0

Chevêtre	1243.13	/	0.00	15.25	0	0
G_{max} Tablier	7508.58	/	0.00	16.10	0	0
Somme	10715.21	/	/	/	0	0

IX.5.1.2. Combinaison des efforts

Les combinaisons de dimensionnement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 9.8 — Combinaisons des sollicitations agissant sur les colonnes.

Cas	Combinaisons	N (kN)	H (kN)	M (KN.m)
ELS	G + 1.2 (A(l) 2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	12706.72	249.21	3538.76
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	12837.49	159.52	2265.19
	G + 1.2 Bc 2Vs+ 0.6T + H_{flv}	12190.45	375.52	5332.39
	G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	11861.07	159.52	2265.19
ELU	1.35G + 1.6 (A(l) 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	17120.88	341.50	4849.31
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	17330.61	221.92	3151.22
	1.35 G + 1.6 Bc 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	16432.52	509.92	7240.82
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	14465.52	221.92	3151.22
ELA comb max)	G + E + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}	**12552.37**	**4211.82**	**53948.30**

IX.5.1.3. Vérification de flambement de la colonne

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

$$\lambda = L_c/i < 50$$

L_c : longueur de flambement. $L_c = 0.7L$
i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. $i = D/4$

☑

Application Numérique :

L= 12.50 m
D= 2.00 m
i = 0.50 m
L_c = 8.75 m

$$\lambda = 17.5 < 50$$

IX.5.1.4. Ferraillage Du fut

Le mur frontal est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: N_{max}= 6095.23 KN/ml M_{cors} = 2666.20 KN.m/ml

- ELS: T_{max} = 187.76 KN/ml N_{cors} = 8216.26 KN/ml
- ELU : N_{max}= 8216.26 KN/ml M_{cors}= 3620.41 KN/ml
- ELU : T_{max} = 254.96 KN/ml N_{cors} = 8216.26 KN/ml
- ELA : N_{max}= 6276.18 KN/ml M_{cors} = 26974.15 KN.m/ml
- ELA : T_{max} = 2206.22 KN/ml N_{cors} = 6278.18 KN/ml

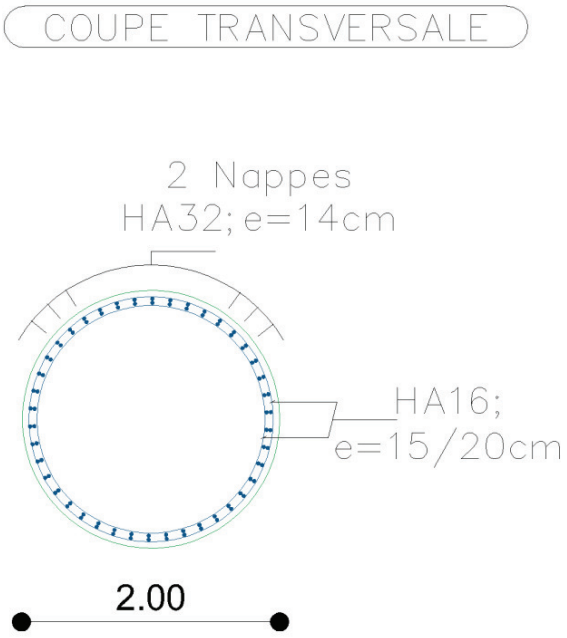
Section d'acier :

- Avec Robot expert A_s=669.1 cm²
  Donc : on prend de nappes de 2x42 HA32 (As = 611.23 cm²).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 2 cercles H16, esp = 15 dans la zone critique et 25 cm dans la zone courante La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 9.5.

FIGURE 9.5 — FERRAILLAGE DES COLONNES.



IX.5.2. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

IX.5.2.1. Dimensionnement a la flexion

- **Schéma statique** :

Notre chevêtre est reposé de colonne colonnes peut présenter par le schéma statique suivante :

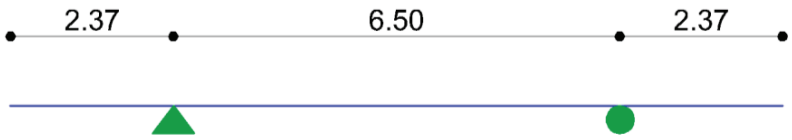
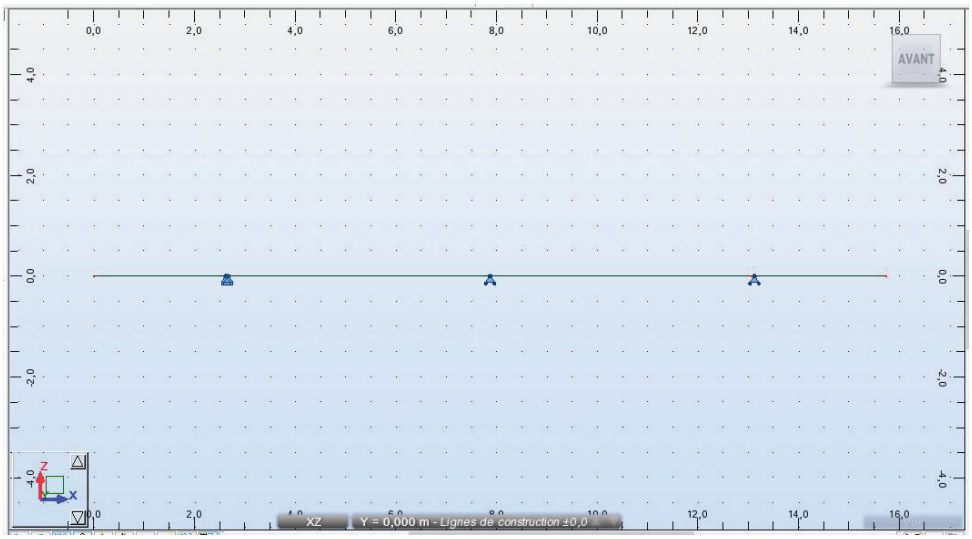


FIGURE 9.6 – SCHEMA STATIQUE DU CHEVETRE.

- **Modélisation et résultats** : Voir annexe D

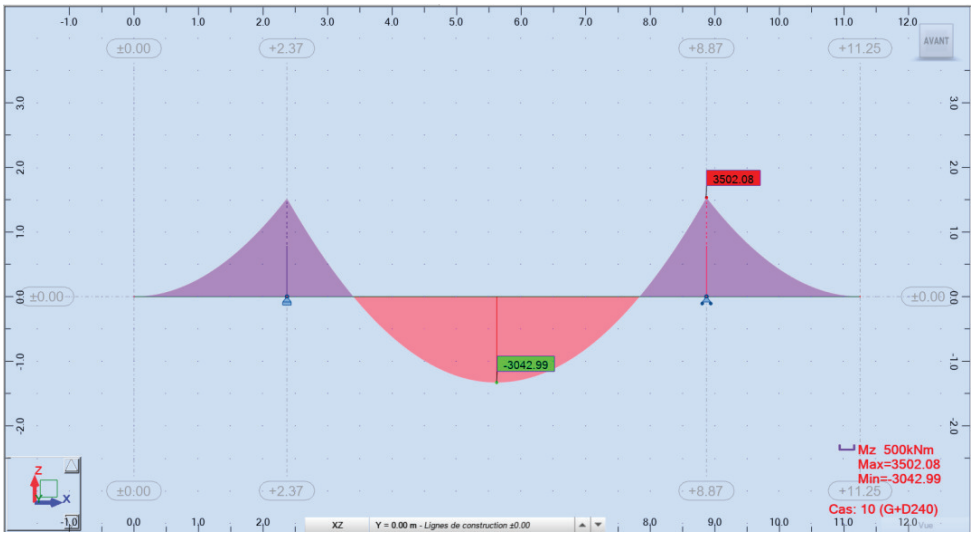
La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

FIGURE 9.7 — MODELE DE CALCUL.



- **Evaluation des efforts** :

M_{max} ELS : G_{max} + D240



M_{max} ELU : G_{max} + D240

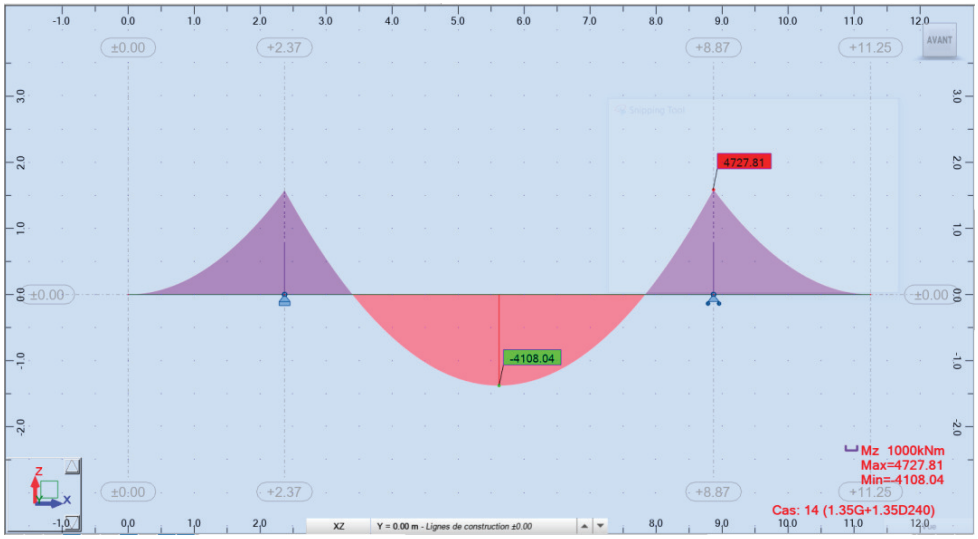
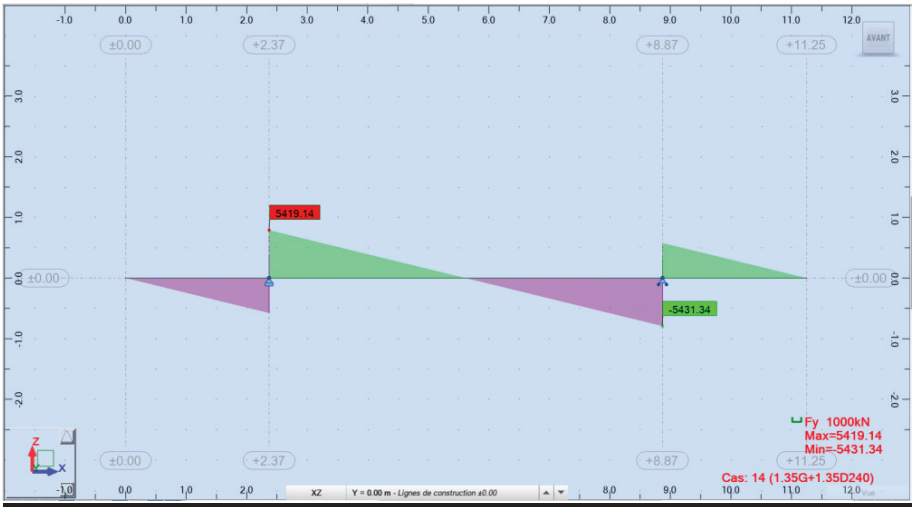


Tableau 9.9 — Ferraillage des du chevêtre.

Sollicitation	M max ELU	M max ELS	As	Armatures	A's
Supérieur	4727.81	3502.08	92.1	20 HA 25	98.17
Inférieur	4108.04	3042.99	79,9	10 HA25+10HA20	80.50

Armatures transversales :

Effort tranchent Tmax ELU : 1.35 G+ 1.35 D240



T max ELU = 5431.34 KN Voir annexe D

- ❖ Avec Robot expert : 1 Cadre de HA20, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 9.8.

X.5.2.2. Dimensionnement a la torsion

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e=1.15m figure 10.7.

Déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limité par :

$$L_t = L_c \quad si \quad L_c \leq \Phi + H_c$$

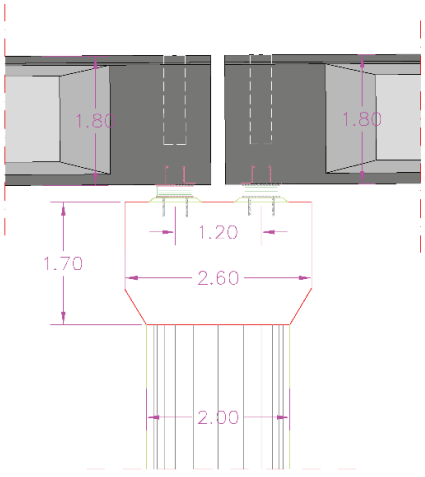
$$L_t = L_c + \Phi \quad si \quad Lc > \Phi + H_c$$

Application Numérique :

L_c= 2.6 m
H_c= 1.70 m
Φ = 2.00 m

$$L_t = 2.6 \text{ m}$$

FIGURE 9.8 — COUPE TRANSVERSALE SUR LE CHEVETRE.



La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\, b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente**, $b_n = H_c/6$;**
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω: l'aire du torsion, **$\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$**

- **Evaluation de moment de torsion** :

❖ **Phase de construction :**

$$C_1 = P_G \times e$$

Application Numérique :

P_G = 172.05 KN/ml (poutres + entretoise) Voir chapitre 5

e= 1.15 m

$$C_1 = 197.86 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Phase service :**

$$C_2 = P_{A(l)-4V} \times e$$

Application Numérique :

$P_{A(l)-4V}$= 149.84 KN/ml

e= 1.15 m

$$C_2 = 172.32 \text{ KN.m/ml}$$

$$C = \max(C_1;C_2) = 197.86 \text{ kN.m/ml}$$

- **Ferraillage longitudinale :**

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

P : périmètre du chevêtre

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier

Application Numérique :

Ω= 4.68 m^2

P = 9.92 m

$\bar{\sigma}_a$ = 333,33 MPa

$$\text{As} = 6.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour HA 14, avec un espacement de 20 cm

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2.$$

Avec :

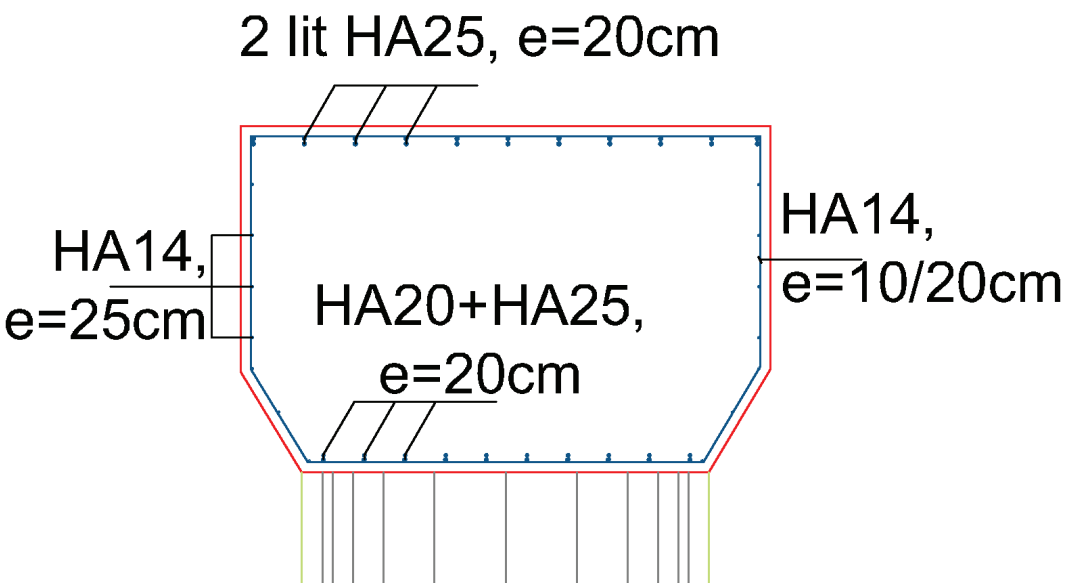
$\tau_v = V_U / b_0\, d = 0{,}99$ MPa ($b_0 = L_c$ - $d = 0.9H_c$ - V_u : Voir Annexe D)

$\tau_b = 0{,}07$ MPa

$\tau_{lim} = \min \{0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\} = \min\{3{,}6 ; 5MPa\} = 3{,}6$ MPa.

0.985 MPa≤ 12,96 MPa.

FIGURE 9.9 — FERRAILLAGE DU CHEVETRE.



CHAPITRE X ETUDE DE LA CULEE

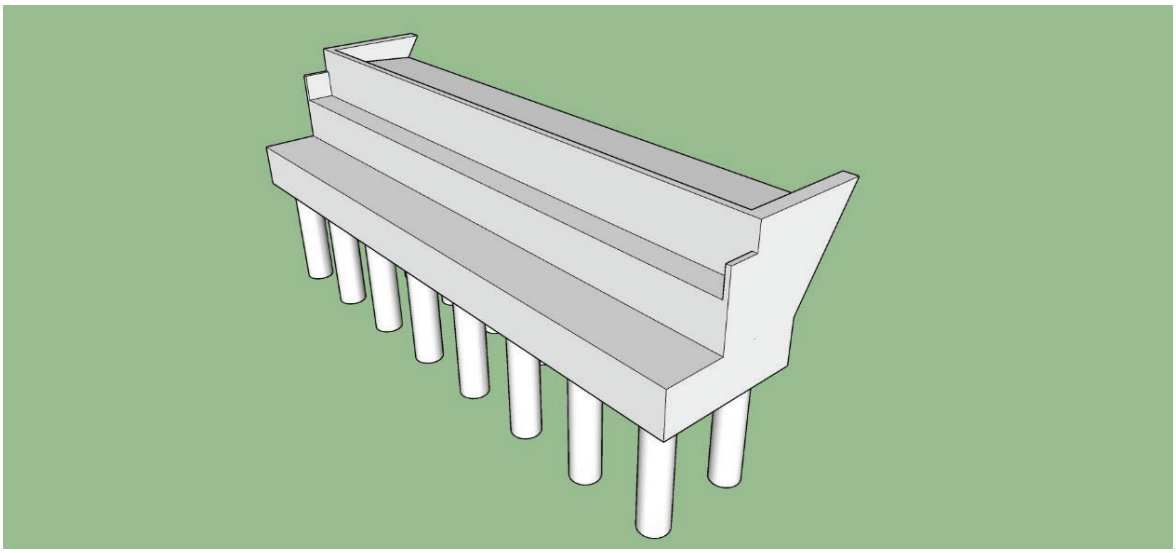
CHAPITRE X : ÉTUDE DE LA CULÉE

X.1. Choix du type des culées

Se présentant comme un élément fondamental dans l'ensemble de la structure du pont, jouant le rôle d'un appui extrême du tablier du pont sert son rôle principal est d'assurer une bonne liaison entre l'ouvrage et le terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Les types des culées est tout à fait classique. Car on trouve une piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou une culée à mur de front apparent connue par l'appellation de culées remblayées.

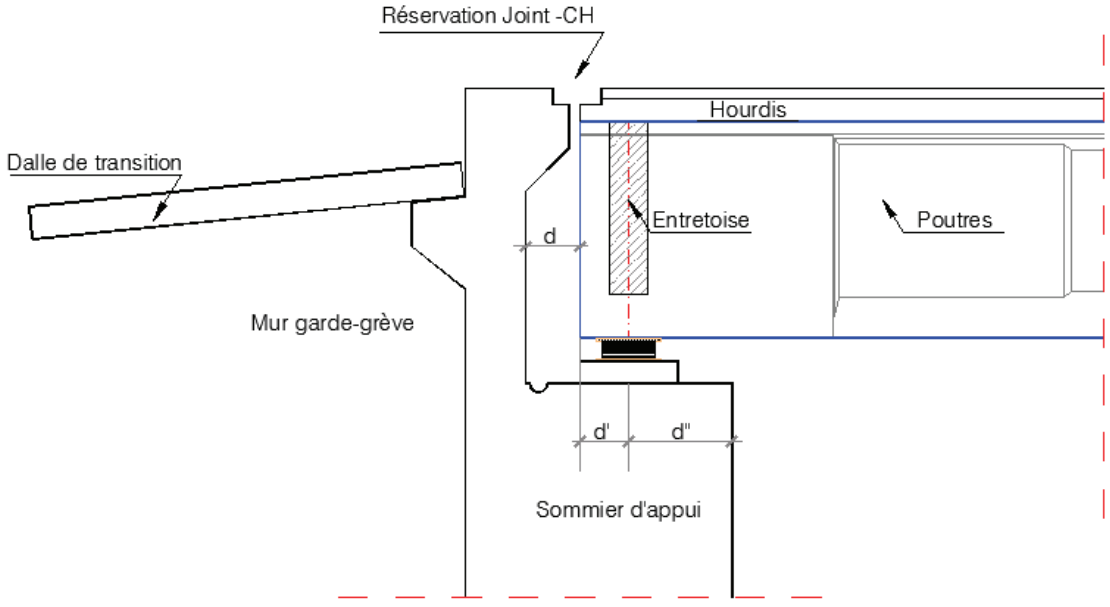
FIGURE 10.1 — CULEE.



X.1.1. Têtes de culées

Le dessin ci-après illustre les différents éléments constitutifs de la tête de culée,

FIGURE 10.2 — MORPHOLOGIE DE LA TETE D'UNE CULEE.



X.1.2. Modèle des culées adoptées

Pour notre cas on opte pour une culée remblayée et elle comporte les éléments constructifs suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage) ;
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier) ;
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui) ;
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai) ;
- Mur en retour (porte les corniches er soutient le remblai) ;
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui port la dalle de transition) ;
- Corbeau avant (port le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous) ;
- Dalle de transition (pour le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous) ;
- Ma semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

X.2. Pré dimensionnement de la culée

La culée qui prit en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la **Culée C01** (Côté gauche) au **PK : 17 + 308.51.**

D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur moyenne de la culée est de 5,50 m

- **Mur garde grève :**

  La hauteur : **H = 2.3 m**

  L'épaisseur : e ≥ Max (0,3m ; H/8).

On opte **e = 0.30 m**

- **Mur en retour :**

  L'épaisseur compris entre 30 cm et 60 cm.

En fixe **e = 60 cm**.

- **La dalle de transition :**

  Longueur L : L= Min [6m, max (4m, 0,6H)]

  Avec H_{moy} : hauteur de remblai H = 3.13 m.

On prend : **L= 4,00 m**.

Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de **30 cm**.

- **Mur frontal :**

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

La longueur du sommier L=largeur de pont 25.05 m.

Largeur l = 1.52 m.

Hauteur h_{moy} = 1.90 m

- **La semelle de liaison :**

  L'épaisseur de la semelle : e = 1.90 m

  La largeur de la semelle : La = 6.00 m

  La longueur de la semelle : L= 27.10 m

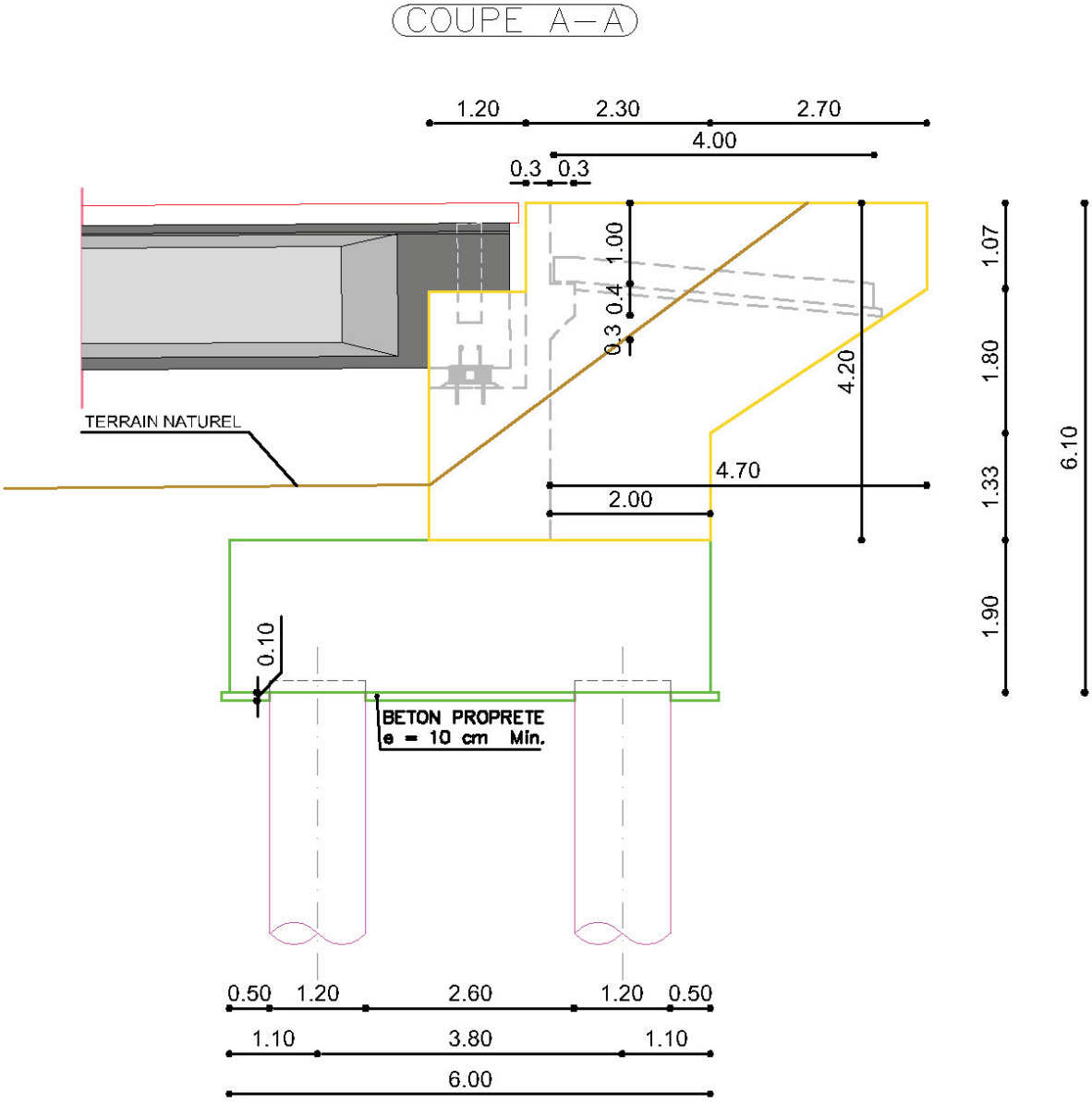
  Béton de propriété : Bp = 0,10 m.

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre Ø=1,2 m (FONDATION PROFONDE)

Ce choix est motivé par deux réseaux :

- La nature du sol ;
- Les exigences de maitre de l'ouvrage.

Les dimensions de la culée sont représentées dans la figure 10.3.



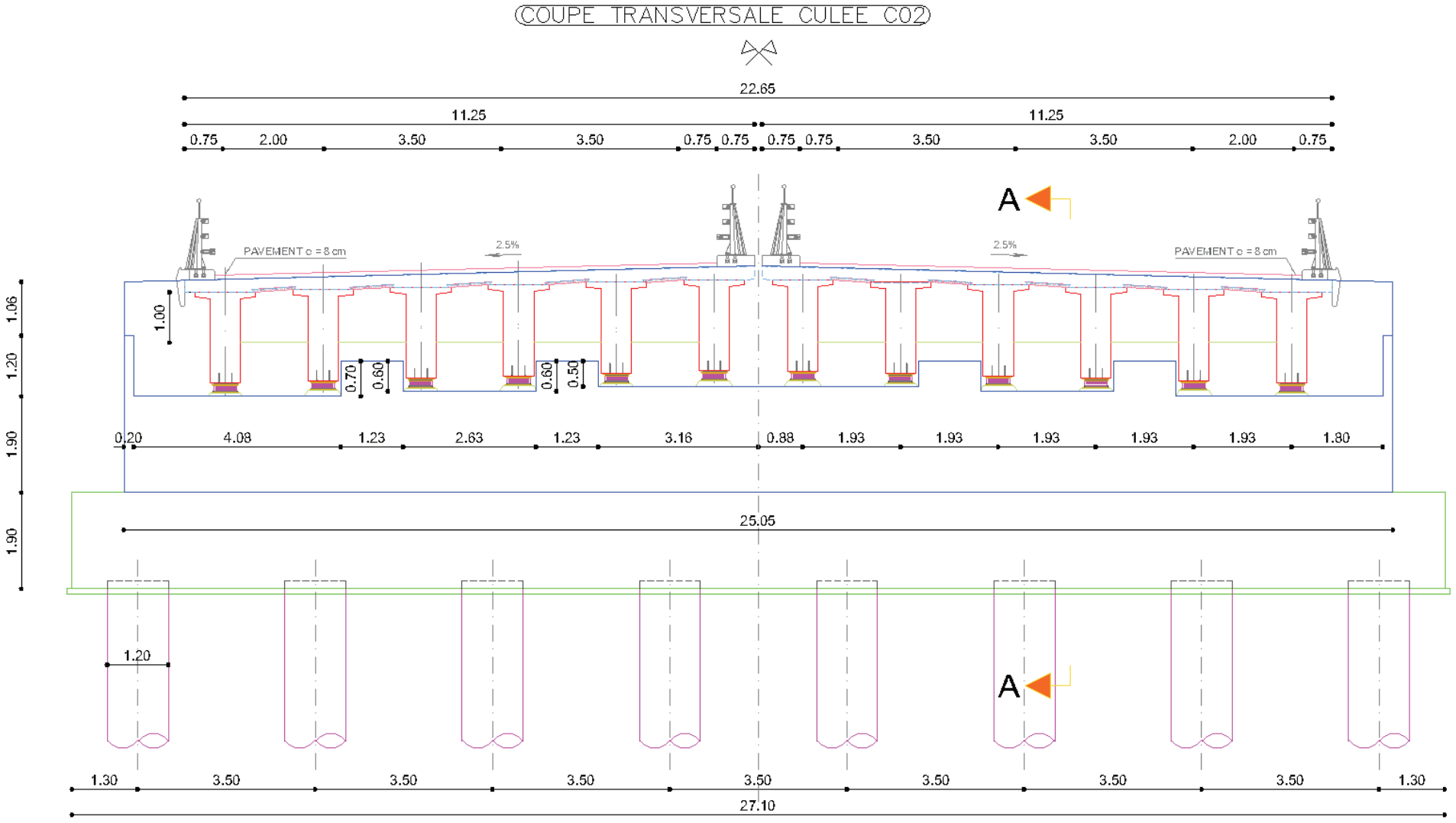


FIGURE 10.3 — LES DIMENSIONS DE LA CULEE.

X.3. Stabilité et évaluation des efforts

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.
Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

X.3.1. Efforts dus à la culée

- **Calcul du coefficient de poussée :** Selon : RPOA Ver-2008

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques $\mathbf{k_h}$; $\mathbf{k_v}$:

$$\mathbf{k_h = 0{,}20} \quad - \quad \mathbf{k_v = 0{,}3 \times k_h = 0{,}06}$$

$\mathbf{k_h}$: Coefficient sismique horizontale ;
$\mathbf{k_v}$: Coefficient sismique verticale.

La poussée des terres agissant sur une hauteur h et sur un largueur L est donnée comme suit :

$$Fah = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm kv)H^2 kad$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

Avec :

H : est la hauteur du mur ;
γ : est le poids des terres ;
$\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right).$$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- **1er cas** : cas normale sans séisme : $\mathbf{k_h = k_v = 0}$
- **2ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $\mathbf{k_h = 0.20}$ $\mathbf{k_v = 0.00}$
- **3ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $\mathbf{k_h = 0.20}$ $\mathbf{k_v = 0.06}$
- **4ème cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $\mathbf{k_h = 0.20}$ $\mathbf{k_v = -0.06}$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau 10.1.

Tableau 10.1 — Calcul du coefficient de poussée K_{ad}.

Action du séisme	Notation	k_H	k_V	θ (deg)	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0	0,000	-	0,333
Vertical + horizontal	Cas N°2	0.20	0.00	11.31	0.49
Horizontal	Cas N°3	0,20	0.06	10.56	0.46
Vertical + horizontal	Cas N°4	0,20	-0,075	12.01	0.48

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 10.2 — Evaluations des efforts dus à la culée.

Sollicitation **Désignation**	N (kN)	H (kN)	V $V = k_v N$ (kN)	H $H = k_H N$ (kN)	v (m)	h (m)	Moment Renversant (kN.m)	Moment Stabilisant (kN.m)
Semelle	7723.50	-	7723.50	0,00	0,00	0.95	0.00	0,00
			463.41	1544.70			0.00	1467.47
Mur frontal	1808.61	-	1808.61	0,00	0.25	2.85	433.11	0,00
			108.52	361.72			26.59	1030.91
Mur de garde grève	432.11	-	432.11	0,00	0.85	4.95	367.30	0,00
			25.93	86.42			22.04	427.79
Mur en retour	406.35	-	406.35	0,00	2.85	4.40	1158.50	0,00
			24.38	81.27			69.51	357.67
Dalle de transition	366.00	-	366.00	0,00	1.17	5.12	428.22	0,00
			21.96	73.20			25.69	374.78
Corbeau	100.86	-	100.86	0,00	1.14	4.82	114.57	0,00
			6.05	20.17			6.87	97.19
Poids des terres amot	2703.53	-	2703.53	0,00	2.02	3.44	5447.62	0,00
			162.21	540.71			326.86	1860.57
Poids des terres sur DDT	738.27	-	738.27	0.00	1.17	5.12	863.77	0.00
			44.30	156.65			51.83	755.99
Poussée des terres	-	2791.38	-	-	-	2.07	-	5768.85
	-	-	-	-	-	-	-	-
Poids des surcharges	978.00	-	-	-	2.00	-	1956.00	-
	-	-	-	-	-	-	-	-
Poussée des surcharges	-	492.18	-	-	-	3.05	-	1501.14
	-	-	-	-	-	-	-	-

La somme de ces efforts est résumée dans le tableau 10.3.

Tableau 10.3 — La somme des efforts dus à la culée.

Désignation	H $H = k_H P$ (kN)	V $V = k_v P$ (kN)	Moment Renversant (kN.m)	Moment Stabilisant (kN.m)
La somme	0.00	14287.23	8823.10	0.00
	2855.85	856.75	529.39	6372.36

X.3.2. Efforts dus au tablier

Les réactions dues au tablier sont résumées dans le tableau 10.4. Voir Annexe E

Tableau 10.4 — Evaluations des efforts dus au tablier.

Sollicitation / Désignation	V (kN)	H (kN)	v (kN)	h (m)	Moment Renversant (kN.m)	Moment Stabilisant (kN.m)
Rg_{max} Tablier	7508.58	-	-	-	-	-
RA(l) 2 Voies	2469.60	-	-	-	-	-
RD240	3593.14	-	-	-	-	-
RBc 2 Voies	2264.32	-	-	-	-	-
RMc 120	2182.45	-	-	-	-	-
Freinage Bc 2 Vs	-	300	-	3.80	-	1140.00
Freinage A(l) 2 Vs	-	234.06	-	3.80	-	889.42
H_T	-	72.93	-	3.80	-	277.14
H_{flv} (Ret + flu)	-	115.76	-	3.80	-	439.90
Séisme	1499.14	1666.77	0.00	3.80	0.00	6333.72

X.3.3. Evaluation des charges sismiques due à la poussée dynamique :

On a :

$$P_{ad} = \frac{1}{2}\gamma h^2 L_r$$

h : hauteur totale de la culée :
L_r= largeur du remblai ;
h = 6.1 m
L_r = 24.45 m
γ= 18 KN/m^2

Tableau 10.5 — Evaluations de la poussée dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	4025.05	/	2.033	/	8184.27
Pad (1-kv)	/	3727.43	/	2.033	/	7579.11

X.3.4. Evaluation des charges sismiques totale

Tableau 10.6 — Charge sismique totale.

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 3	**1791.01**	**0.00**	**529.39**
CAS 3	**0.00**	**7125.94**	**16169.63**
CAS 4	**0.00**	**6838.99**	**15627.06**

X.3.5. Combinaison des efforts

Les combinaisons pris en considération sont définies en **Chapitre 5**.

Cas	Combinaisons	N (kN)	H (kN)	M_h (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G + 1.2 (A(l) 2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	24751.33	3723.95	8943.47	8823.10	-120.38
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	25380.95	3443.08	7876.17	8823.10	946.92
	G + 1.2 Bc 2Vs+ 0.6T + H_{flv}	24505.00	3803.08	9244.17	8823.10	-421.08
	G + 1.2 Q + 0.6T + H_{flv}	22961.41	4033.69	9677.54	11170.30	1492.75
	G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	23970.26	3443.08	7876.17	8823.10	946.92
ELU	1.35G + 1.6 (A(l) 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	43659.65	5761.37	13075.23	16080.09	3004.86
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	44559.03	3990.28	8631.23	16080.09	7448.86
	1.35 G + 1.6 Bc 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	43331.20	5866.87	13476.16	16080.09	2603.93
	1.35 G + 1.6 Q + 0.9 H_T + H_{flv}	30978.34	6174.36	14053.99	19209.69	5155.70
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	42654.59	3990.28	8631.23	16080.09	7448.86

Combinaison

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
R max	**14997.86**	**204.93**	**8094.46**
R min	**14715.72**	**191.75**	**8044.34**

X.3.4. Combinaison d'action sismique :

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

R_{max} – H + 0.3 V

R_{min} – H - 0.3 V

R_{max} – 0.3 H + V

R_{min} – 0.3 H – V

Tableau 10.7 — résultats combinaisons d'action sismique.

	N	V	M
R max - H + 0,3V	15515.86	7284.83	-7621.60
R min - H - 0,3V	14197.72	6982.74	-7436.33
R max + V - 0,3H	16724.54	2328.90	3861.38
R min - V - 0,3H	12989.04	2229.05	2918.40

NB :

Le calcul des efforts sur la culée a été faite par rapport au point A située :

- **Bas de la semelle ;**
- **Centre de la semelle.**

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: $N_{max} = 25380.95$ kN $M_{cors} = 946.92$ kN.m
  $M_{max} = 1492.75$ kN.m $N_{cors} = 22961.41$ kN
- ELU: $N_{max} = 44559.03$ kN $M_{cors} = 7448.86$ kN.m
  $M_{max} = 7448.86$ kN.m $N_{cors} = 30978.34$ Kn

X.4. Etude de fondation

X.4.1. Etude des pieux

X.4.1.1. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier et à la culée.

On prend : 16 pieux de 20 m de profondeur

X.4.1.2. Effort revenant à chaque pieu

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

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;
X,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: $N_1 = 1616.66$ kN $< 6\,234.50$ kN ☑
  $N_2 = 1555.96$ kN $< 6\,234.50$ kN ☑
- ELA: $N_1 = 1169.05$ kN $< 12\,440$ kN ☑
  $N_2 = 1225.70$ kN $< 12\,440$ kN ☑

X.4.1.3. Actions sur les pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments, ce qui conduit à l'encastrement mécanique parlant des pieux dans la semelle.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_U\, b\, y = 0$$

b : diamètre du pieu ;
C_U : module de réaction du sol ;
y : déplacement en tête du pieu ;

La solution de l'équation précédente est de la forme :

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

α : Longueur élastique du pieu ;

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

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

Avec :

E : module d'élasticité du béton ;
I : moment d'inertie du pieu **;**
b : longueur du pieu.

Application Numérique :

L = 20 m
C_u = 35 MN/m^3
E = 33 000 MPa
b = 1,20 m
I = 0,101 m^4

λ = 0.236

D'où : **λL = 4.73**

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H , X_φ^M) pour **λ × L = 2,28** à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.73 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.33 \\ X_\varphi^M = 1.58 \end{cases}$$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

ELS : H_{Max} = 4033.69 kN $\overline{P} = 252.11\ kN$

ELU : H_{Max} = 6174.36 kN $\overline{P} = 385.90\ kN$

- **Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_{\varphi}^{H}}{X_{\varphi}^{M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

ELS: $\overline{P} = 252.11\ kN$ $\overline{M} = -896.85\ kN.m$

ELU : $\overline{P} = 385.90\ kN$ $\overline{M} = -1372.80\ kN.m$

X.4.1.4. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

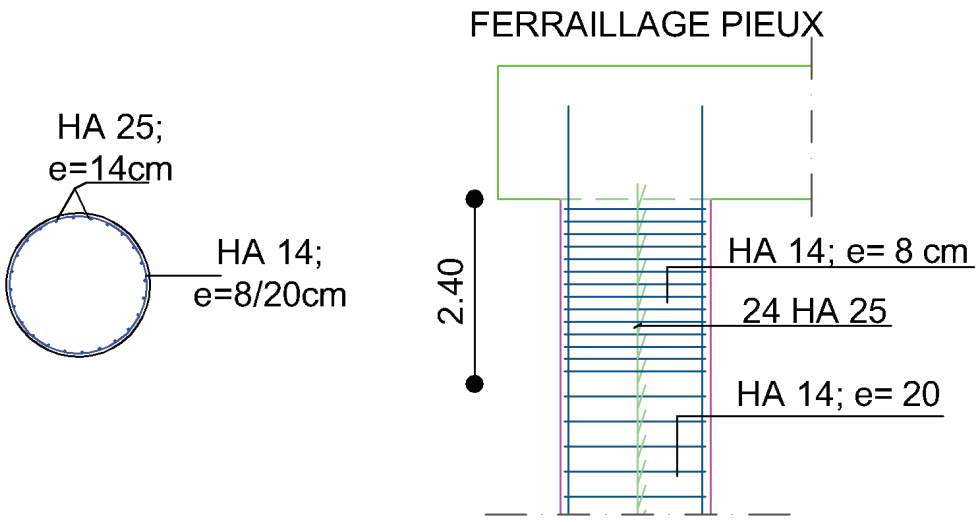
- Avec Robot expert A_s= 113.1 cm²
  Donc : on prend 24HA25 (As = 117.81 cm²).

Cerces transversales :

- Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 8 cm dans la zone critique (2,4 m) et 20 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 10.4.

FIGURE 10.4 — FERRAILLAGE DU PIEU.



X.4.2. Etude de la semelle

- Longueur : L = 27.10 m.
- Hauteur y : H = 1.90m.
- Largeur : l = 6.00 m

X.4.2.1. Evaluation des efforts

ELS : N = 1616.66 kN

X.4.2.2. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \\ \tan\alpha = \dfrac{h}{\dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4}} \end{cases}$$

Avec :

h = H – d' , d' = 10 cm ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de mur frontal.

Application numérique :

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.2m < 1.8\,m$ ☑

$\alpha_1 = 56.34° \geq 45°$ ☑

$\alpha_2 = 56.34° \geq 45°$ ☑

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à : :

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$$

Application Numérique :

$N_{Max\text{-}ELS} = 2\,637{,}80$ kN
$\bar{\sigma}_{a\text{-}ELS} = 333{,}33$ MPa
$As\text{-}_{ELS} = 32.33$ cm²

Donc **As = 32.33 cm²**

On prend 11HA20 (As = 34.56 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ_{pieu}** = 2 + 1,2 = 2.95 m.

Avec : $St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 29.5\,cm$, on opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

- $As_1 = As/3$; Soit : HA20, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

- $As_2 = As/4$; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- $As_3 = As/10$; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales :

- $As_4 = As/10$; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 11.7.

X.5. Etude des éléments de la culée

X.5.1. Etude de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation). Le mur frontal présent les caractéristiques suivantes :

- Longueur : L = 25.05 m
- Hauteur moy : H =1.90 m
- Epaisseur : e = 1,5 m

X.5.1.1. Evaluation des efforts

Le calcul est résumé dans le tableau suivant à l'aide d'une feuille EXCEL :

Tableau 10.8 — Les efforts agissant sur le mur frontal.

Sollicitation / Désignation	N (kN)	H (kN)	v (m)	h (m)	Moment Renversant (kN.m)	Moment Stabilisant (kN.m)
Mur frontal	1808.61	/	0.00	0.95	0	/
Mur de garde grève	432.11	/	0.605	3.05	261.43	/
Dalle de transition	366.00	/	0.93	3.22	340.38	/
Corbeau	100.86	/	0.892	2.92	98.96	/
Poids des terres sur DDT	738.27	/	/	3.22	686.59	/
Poussée des terres	/	304.99	/	-1.40	/	-426.99
Poussée sur 10KN/m²	/	338.877	/	-2.10	/	-711.64

X.5.1.3. Efforts dus au tablier

Tableau 10.9 — Effort dus au tablier.

Rg	7508.58	/	-0.25	/	-1877.15	/
R(Al)	2469.60	/	-0.25	/	-617.40	/
Rbc	2264.32	/	-0.25	/	-566.08	/
RMc120	2182.45	/	-0.25	/	-545.61	/
RD240	3593.14	/	-0.25	/	-898.29	/
RST	0.00	/	-0.25	/	0.00	/
Hf+r	/	115.76	/	-1.90	/	-219.95
HT°	/	72.93	/	-1.90	/	-138.57
Frein Al	/	234.06	/	-1.90	/	-444.71
Frein Bc	/	300.00	/	-1.90	/	-570.00

X.5.1.3. Combinaison des efforts

Les combinaisons de dimensionnement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 10.10 — Combinaisons des sollicitations agissant sur le mur frontal.

Cas	Combinaisons	N (kN)	H (kN)	M_H	M_V	ΔM (KN.m)
ELS	G + 1.2 (A(l) 2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	**13917.95**	745.38	-730.07	-498.78	-1228.86
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	14547.57	464.51	-730.07	-1397.07	-2157.14
	G + 1.2 Bc 2Vs+ 0.6T + H_{flv}	13671.61	824.51	-1414.07	-1178.08	-2592.16
	G + Mc 120 + 0.6 H_T + H_{flv}	13136.88	464.51	-730.07	-1044.40	-1774.47
ELU	1.35G + 1.6 (A(l) 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	**18739.84**	1008.14	-1709.61	-1661.20	-3370.81
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	19639.22	633.65	-998.07	-1886.04	-2884.12
	1.35 G + 1.6 Bc 2Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	18411.39	1113.65	-1910.07	-1579.09	-3489.16
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	17734.79	633.65	-998.07	-1886.04	-2884.12

X.5.1.3. Ferraillage de mur frontal

Le mur frontal est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, ferrailler a ELS.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS : M_{max} = -103.48 kN/ml N_{cors} = 545.77 kN.m/ml
- ELS : T_{max} = 34.78 kN/ml N_{cors} = 437.30 kN/ml
- ELU : N_{max} = -139.29 kN/ml N_{cors} = 590.36 kN.m/ml
- ELU : T_{max} = 46.94 kN/ml N_{cors} = 590.36 kN/ml

Section d'acier :

- Avec Robot expert $A_s = A'_s = 15.2$ cm²

  Donc : on prend 5HA20/ml (As = 15.71 cm²).

Cadres transversales :

- Avec Robot expert : 1 Cardes H12, esp = 15 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 10.7.

X.5.2. Etude de mur garde grève

Le mur de garde grève est soumis aux poussées des terres, à la force de freinage et à son poids propre. Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base. Le mur présent les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 25.05 m
- Hauteur moy : H = 2,30 m
- Epaisseur : e = 0.30 m

X.5.2.1. Evaluation des efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

✓ Forces verticales :

- Du poids propre ;
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur ;
- De la réaction de la dalle de transition.

✓ Forces horizontales :

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève ;
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

- **Efforts horizontaux :**

❖ **Poussée des terres :**

La poussée des terres sur le mur garde grève est divisé en deux parties, une partie au-dessous de la dalle de transition et l'autre au-dessus.

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M_P = \frac{P \times H}{3} \qquad \text{Avec } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais ;
K_a : coefficient de poussée des terres ;
L : longueur des remblais.

Application Numérique :

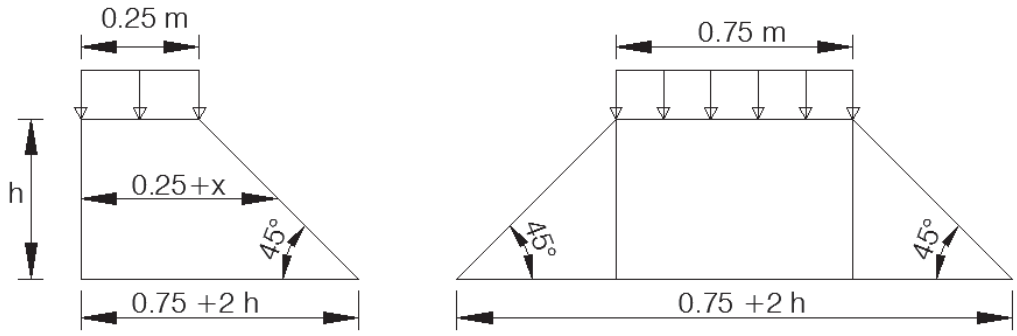
$H_1 = 2.30$ m
$K_a = 0,33$
L = 25.05 m, on fait le calcul pour 1 ml
$\gamma = 18$ kN
$P_1 = 15.71$ kN

$M_p = 12.05$ kN.m/ml

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type **Bc** (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de **120 kN** répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

FIGURE 10.5 — POUSSEE DE LA CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU



Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}dx \quad ,avec: K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
Bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
h : hauteur de mur garde grève.

Application Numérique :

h = 2.30 m
$K_a = 0,33$
Bc = 1.2
δ = 1.62 Voir Chapitre 5
$K_{ELS} = 0.51$
$K_{ELU} = 0.67$

$M_{P\text{ - ELS}} = 40.99$ kN.m/ml
$M_{P\text{ - ELU}} = 54.65$ kN.m/ml

❖ **Moment dû à la force de freinage :**

Nous considérons un essieu d'un camion $\mathbf{B_c}$ au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

Le moment du a la forme de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1{,}6$ à l'E.L.U et $\mu = 1{,}2$ à l'E.L.S

Application Numérique :

h = 2.3 m
P = 60 kN

$M_{P\text{-}ELS}$ = 68.29 kN.m/ml
$M_{P\text{-}ELU}$ = 91.05 kN.m/ml

X.5.2.2. Combinaison des actions

- **E.L.U :**

  $M_{ELU} = 1{,}35 \times M_G + 1{,}6 \times M_Q$
  M_{ELU} = 161.97 kN.m/ml

- **E.L.S :**

  $M_{ELS} = M_G + 1{,}2 \times M_Q$
  M_{ELS} = 121.32 kN.m/ml

X.5.2.3. Ferraillage

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

❖ Avec Robot expert A_s =20.6 cm²

Donc : on prend 5HA25/ml (As = 24.54 cm²) / coté remblai.

Armature de constructions :

❖ A's = As/3 ; Soit : 5HA14/ml (As'= 7.70 cm²) / coté tablier

Armatures transversales :

❖ A_t = As/4; Soit : 5HA12/ml (As'= 5.65cm²).

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 10.7.

X.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

X.5.3.1. Evaluation des efforts

❖ **Réaction due au poids des remblais :**

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;
q : charges des remblais.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q = 15.30 kN/ml

R_{Rem} = 30.6 kN/ml

❖ **Réaction due au poids de la dalle de transition :**

La réaction due au poids de la dalle de transition est donnée par :

$$R_{Dal-T} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;
q : charge due au poids de la dalle de transition.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q = 7,5 kN/ml

R_{Dal-T} = 15 kN/ml

❖ **Réaction due au poids du corbeau :**

$$R_{Cor} = V \times \gamma$$

V : volume du corbeau ;
γ : densité du béton.

Application Numérique :

V = 0.17 m^3
q = 25 kN/m^3

R_{Cor} = 4.25 kN/ml

❖ **Réaction due au poids du revêtement :**

$$R_{Rev} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;
q : charge due au poids du revêtement.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q =1.92 kN/ml

$$R_{P\text{-}rev} = 3.84 \text{ kN/ml}$$

❖ **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Sur\text{-}rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;
q : surcharge sur remblais, q= 10 kN/m^2.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q = 10 kN/ml

$$R_{Dal\text{-}T} = 20 \text{ kN/ml}$$

X.5.3.2. Combinaison des actions

- **E.L.U :**

$$R_{ELU} = 1{,}35 \times M_G + 1{,}6 \times M_Q$$
$$R_{ELU} = 110.22 \text{ kN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$R_{ELS} = M_G + 1{,}2 \times M_Q$$
$$R_{ELS} = 81.94 \text{ kN/ml}$$

X.5.3.3. Ferraillage

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

❖ Avec Robot expert A_s =10.4 cm²

On prend 5HA20/ml (As = 15.71 cm²) /même nombre des barres avec le mur garde grève.

Armature de constructions :

❖ A's = As/3 ; Soit : 8HA12/ml (As'= 9,05cm²).

La coupe de ferraillage du corbeau est représentée dans la figure 11.7.

X.5.4. Etude de dalle de transition

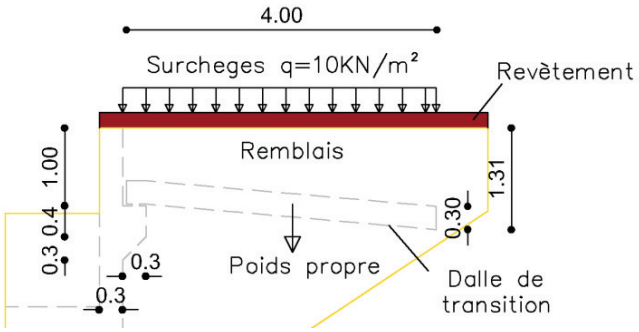
La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai. La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 14,75 m
- Largeur : H = 4,00 m
- Epaisseur : e = 0,30 m

X.5.4.1. Evaluation des efforts

Elle est soumise à son poids propre, au poids du revêtement, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

FIGURE 10.6 — LES CHARGES AGISSANT SUR LA DALLE DE TRANSITION.



La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10.11 — Les charges agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	q (kN/ml)	L (m)	Moment (kN.m/ml)	Effort tranchant (kN/ml)
Poids propre	7,5	4,0	15,0	15,0
Revêtement	1.92	4,0	3.84	3.84
Remblai	15.3	4,0	30.6	30.6
Surcharges	10,0	4,0	20,0	20,0

X.5.4.2. Combinaison des actions

- **E.L.U :** $1,35 \times G + 1,6 \times Q$
  $M_{ELU} = 98.74$ kN.m/ml
  $T_{ELU} = 98.74$ kN/ml
- **E.L.S :** $G + 1,2 \times Q$
  $M_{ELS} = 73.44$ kN.m/ml
  $T_{ELS} = 73.44$ kN/ml

X.5.4.3. Ferraillage

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

- Avec Robot expert $A_s = 12.1$ cm²

On prend 5HA20/ml (As = 14,07cm²) /coté inférieur

Armatures longitudinales :

- Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supée + barre infé), esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante,

Armature transversale :

- A's = As/4 ; Soit : 4HA10/ml (As'= 7,92cm²), esp = 20cm.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure 10.7.

X.5.5. Etude du mur en retour

Le mur en retour porte les dimensions suivantes :

- Longueur : L= 2.00 m à la base L= 4.70 m en haut
- Hauteur max : h= 4.20 m
- Epaisseur : e = 0.60 m

X.5.5.1. Evaluation des efforts

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

Poussée des terres : $P_{terres} = 24.95$ KN/ml

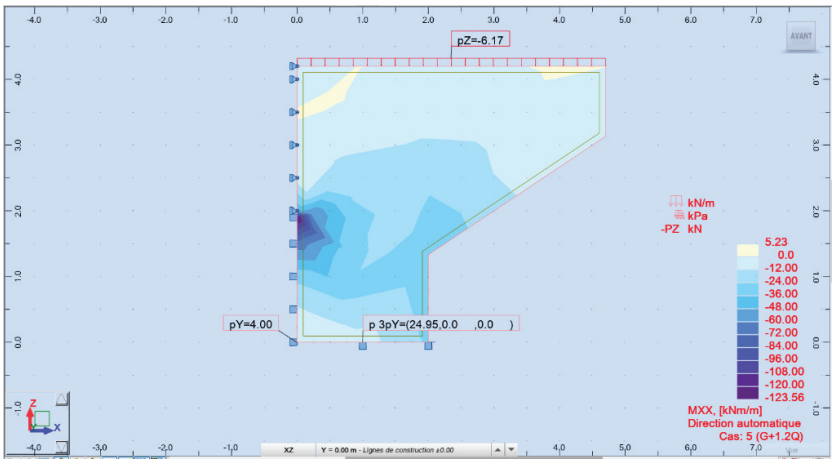
Poussée des surcharges de remblais : Psr = 3,33 KN/m².

Poids des équipements : $P_{eq} = 6.17$ kN/ml

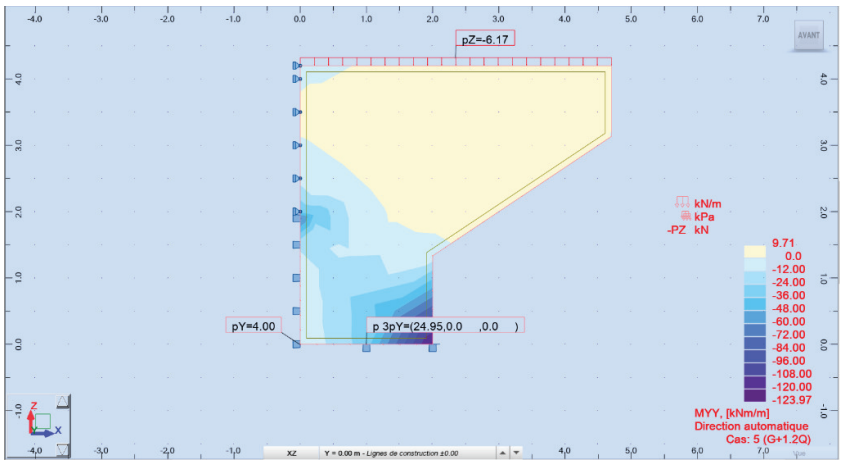
Poids propre du mur (calcul automatiquement).

X.5.5.2. Modèle utilisée :

Mxx G+1.2Q :



Myy G+1.2Q :



X.5.5.3. Combinaisons des efforts

- **E.L.S :** **Mu = (Mt + M_{pp}+ M_{eq}) + 1,2 (Msr+M_{sc}).**

X.5.5.3. Résultat et ferraillage

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable, disposition sismique.
Les résultats obtenus, en utilisant le logiciel robot analyses structural 2019,
M_{xELS} = 96.00 kN.m/ml ; M_{yELS}=108.00 kN.m/ml

Ferraillage horizontal :

Section d'acier :

- Avec Robot expert A_s = 15.4 cm²

On prend 5HA20/ml (As = 15.71cm²) /coté intérieur (remblais)

On prend 5HA14/ml (As = 7.70cm²) /coté extérieur.

Ferraillage vertical :

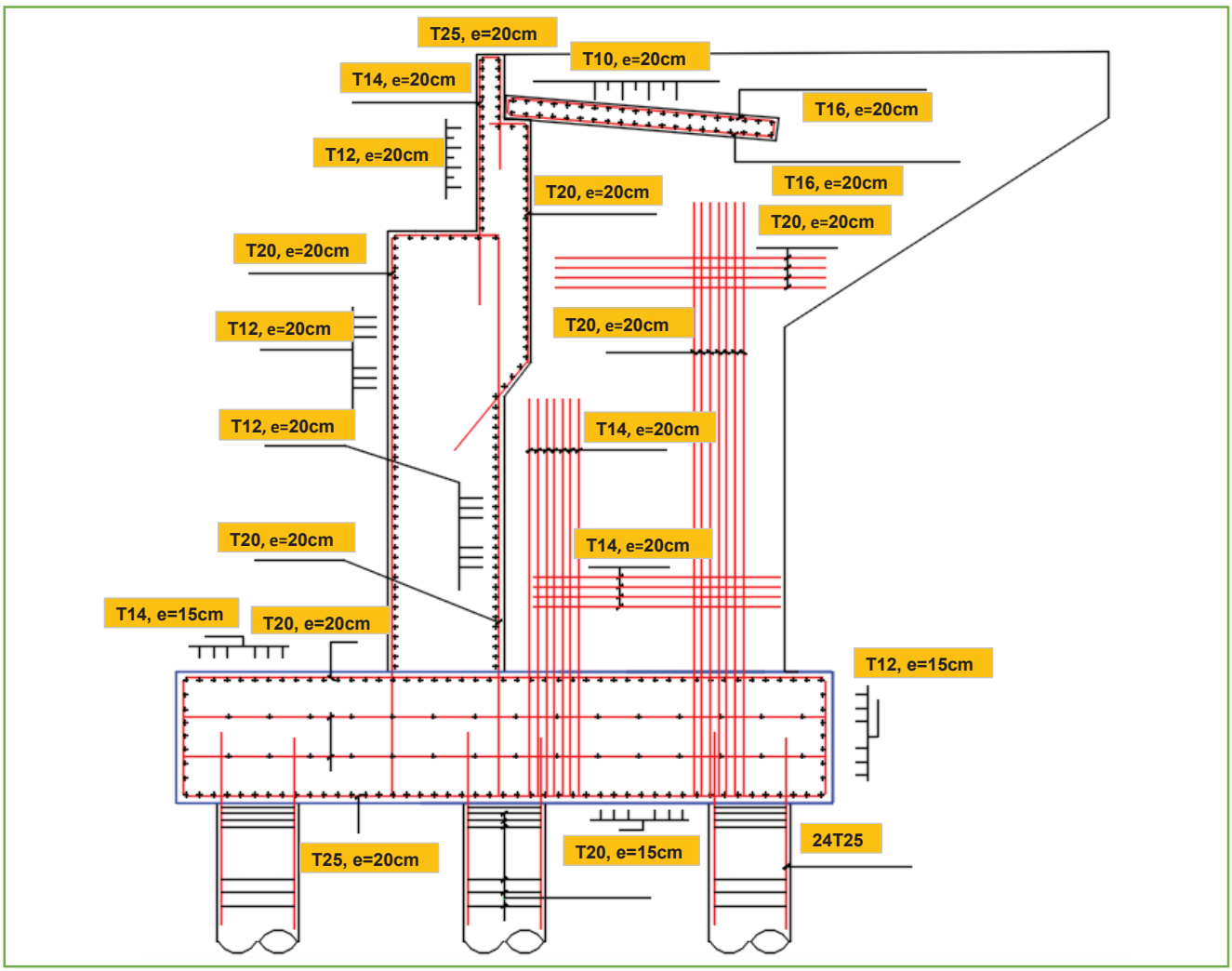
- Avec Robot expert A_s = 15.4 cm²

On prend 5HA20/ml (As = 15.71cm²) /coté intérieur (remblais)

On prend 5HA14/ml (As = 7. 70cm²) /coté extérieur.

La coupe de ferraillage du Mur en retour est représentée dans la figure 11.7.

FIGURE 10.7 — FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le travail que j'ai effectué est en réalité une application pratique d'une partie de l'enseignement que j'ai reçu à l'Ecole Nationale Supérieur des Travaux Public.

La plupart des hypothèses de calculs qui ont été clairement énoncées, sont basées sur la résistance des matériaux classique et je juge valables ces hypothèses dans le cas du béton précontraint d'autant plus que le traitement mécanique qui consiste à pré comprimer les zones tendues permet au matériau d'avoir un comportement élastique et homogène.

Pour le calcul des armatures transversales, l'hypothèse qui consiste à admettre que les bielles de compression sont inclinées à e = 45°, nous met dans un intervalle de sécurité car en réalité e est inférieur à 45°. Par conséquent les fissures obliques se propageant à l'état limite dans la poutre rencontrent un plus grand nombre d'étriers que ce qui est prévu par le calcul.

A partir du travail effectué, nous pouvons remarquer que la charpente en béton précontraint bien construite est durable et requiert très peu d'entretien étant donné que la fissuration est très limitée, parfois même inexistante et la détérioration du béton, résultant de l'infiltration de l'eau dans les fissures est éliminée.

Du point de vue économie de matériau, il est évident que la charpente que nous avons conçue exige moins de béton et d'acier que si on avait adopté une charpente en béton armé, puisque dans le cas de la section précontrainte, toute la section est efficace pour résister aux charges appliquées. Les matériaux sont nécessairement de meilleure qualité car elles subissent un excellent contrôle de qualité lors de la mise en précontrainte.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Aussi pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

Ce mémoire, m'a vraiment aidé à développer mes compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques, et à enrichir ma bibliothèque.

Ce mémoire m'a donné également l'opportunité à s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui m'a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé.

Enfin, il me reste juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- **Livres et règlements :**

[1] THONIER. H, **Le Béton Précontraint aux Etats Limites**, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985
[2] Aurelio Muttoni, **Conception et dimensionnement de la précontrainte**, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
[3] BAEL, **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites**, BAEL 91 révisé 99, 1999.
[4] BPEL, **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites**, BPEL 91 révisé 99, 1999.
[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. **Conception des ponts**. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
[6] Document SETRA, **Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique**, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)**,** juillet 2007.
[7] Document SETRA, **Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3**, SETRA ,1999.
[8] Document SETRA**, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton**, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)**, 2007.**
[9] Document SETRA, **Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP**, France, SETRA, 1996.
[10] Document SETRA, **Ponts courants en zone sismique**, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
[11] Document SETRA, **Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
[12] RCPR, **Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes**, Algérie, 2009.
[13] RPOA, **Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art**, Algérie, 2008.

- **Thèse :**

[14] Thèse d'option ouvrage d'art (ENSTP)

- **Logiciels :**

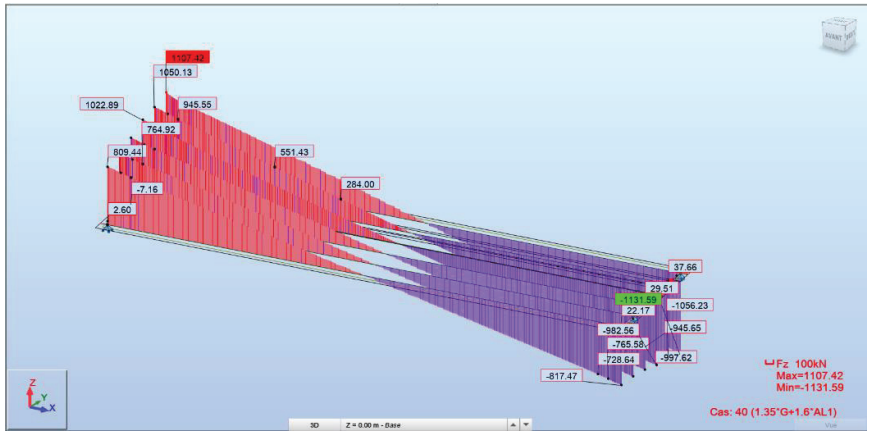
Auto desk Robot structural professionnel 2019 Modélisation et Analyse des ouvrages.
Auto CAD 2019 dessin.
Expert 2010 Calcule de ferraillage

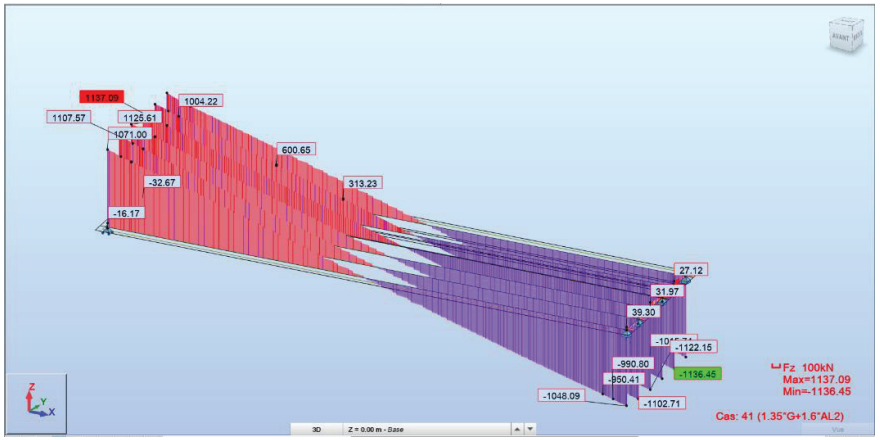
BIBLIOGRAPHIE

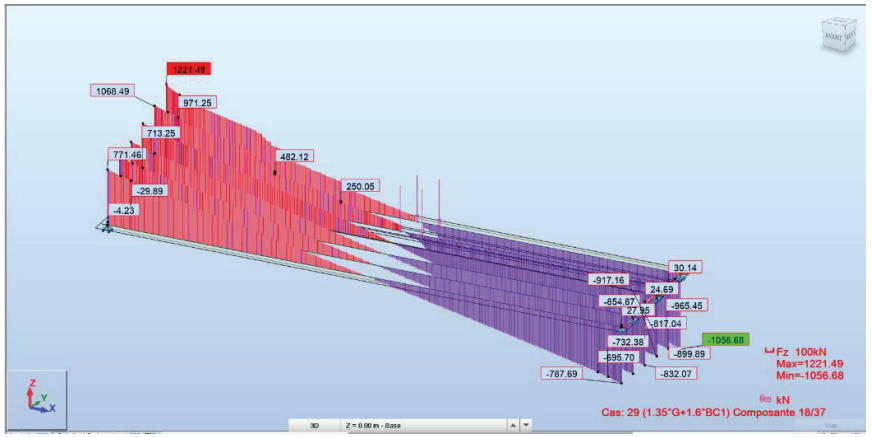
BIBLIOGRAPHIE

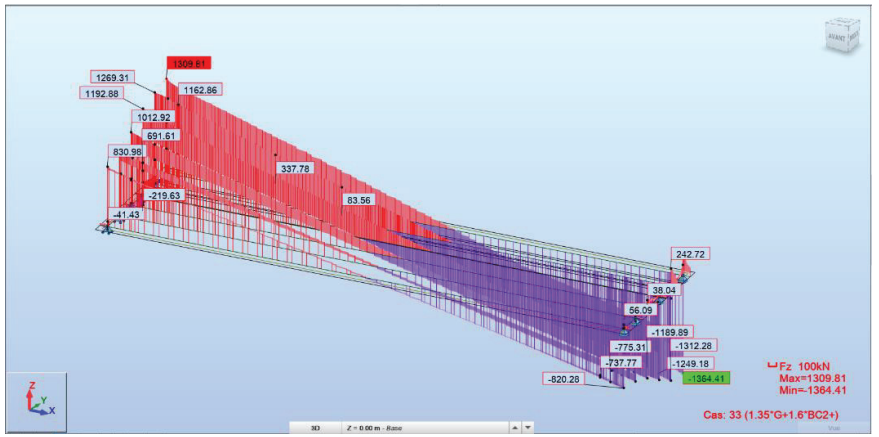
[1] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985
[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.
[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
[4] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
[6] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
[7] Document SETRA, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3*, SETRA ,1999.
[8] Document SETRA, *Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), *2007.*
[9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
[10] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
[11] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
[12] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
[13] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.

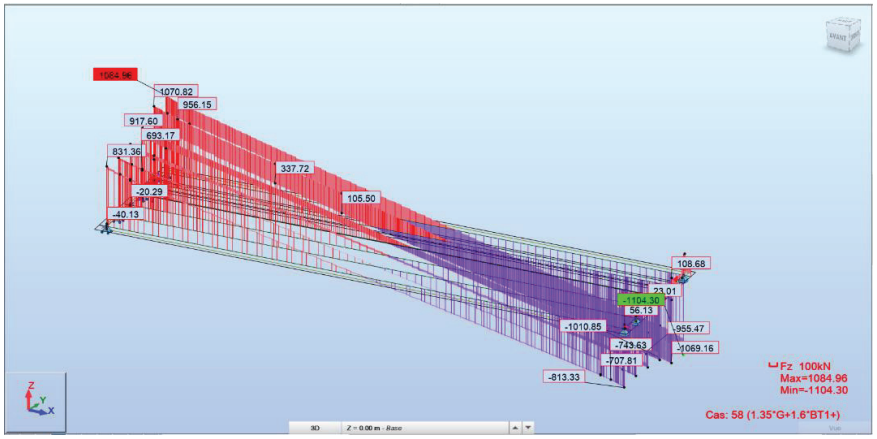
ANNEXE A

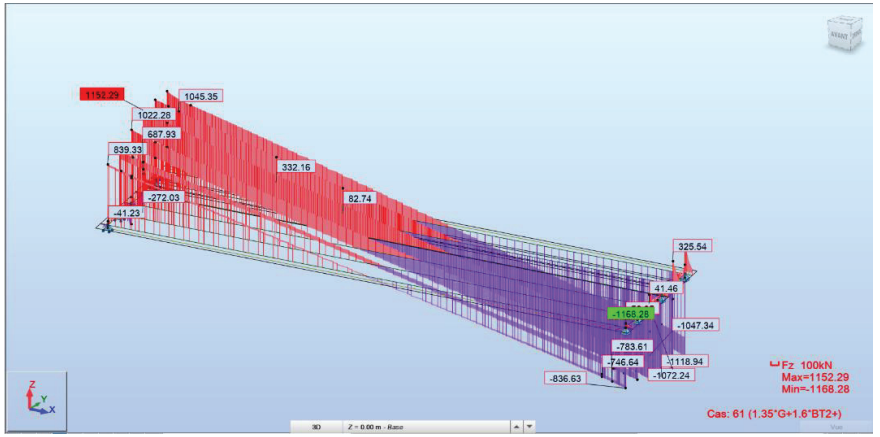

1107.42
1050.13
1022.89
945.55
764.92
809.44
551.43
284.00
-7.16
2.60
37.66
29.51
-1131.59
-1056.23
22.17
-945.65
-982.56
-765.58
-728.64
-997.62
-817.47
Fz 100kN
Max=1107.42
Min=-1131.59
Cas: 40 (1.35*G+1.6*AL1)

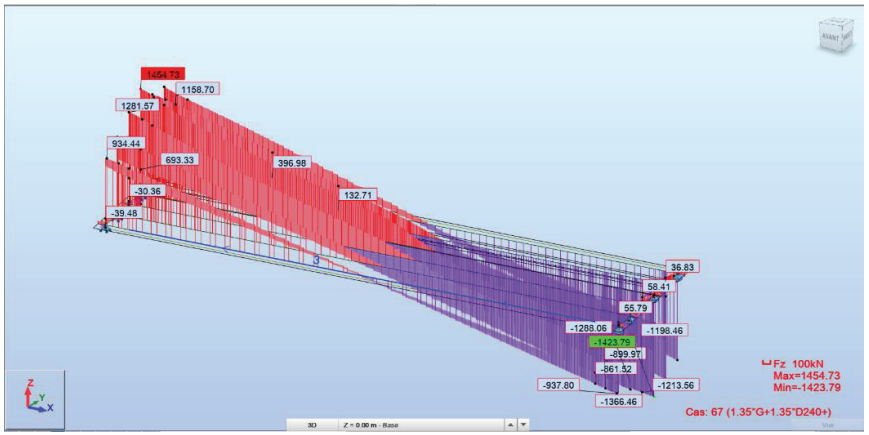

1137.09
1004.22
1107.57
1125.61
1071.00
600.65
-32.67
313.23
-16.17
27.12
31.97
39.30
-1122.15
-990.80
-1136.45
-950.41
-1048.09
-1102.71
Fz 100kN
Max=1137.09
Min=-1136.45
Cas: 41 (1.35*G+1.6*AL2)

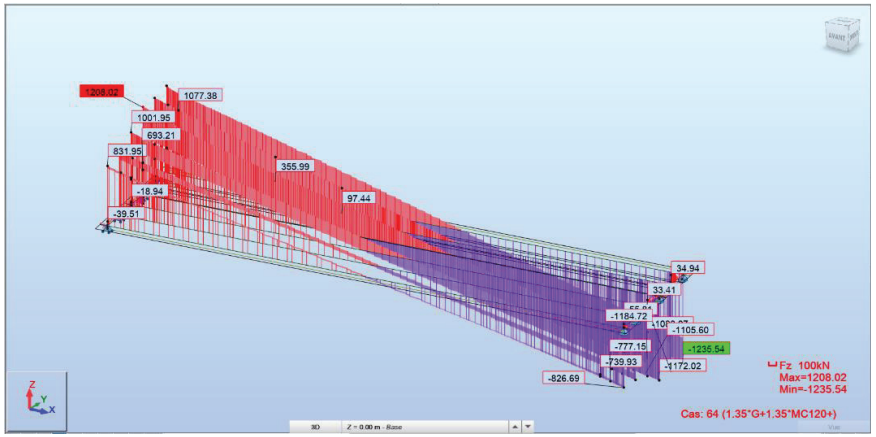

1221.49
1068.49
971.25
713.25
771.46
482.12
-29.89
250.05
-4.23
30.14
-917.16
24.69
-854.87
-965.45
27.95
-817.04
-1056.68
-732.38
-899.89
-895.70
-787.69
-832.07
Fz 100kN
Max=1221.49
Min=-1056.68
kN
Cas: 29 (1.35*G+1.6*BC1) Composante 18/37


1309.81
1269.31
1162.86
1192.88
1012.92
691.61
830.96
337.78
-219.63
83.56
-41.43
242.72
38.04
56.09
-1189.89
-775.31
-1312.28
-737.77
-1249.18
-820.28
-1364.41
Fz 100kN
Max=1309.81
Min=-1364.41
Cas: 33 (1.35*G+1.6*BC2+)

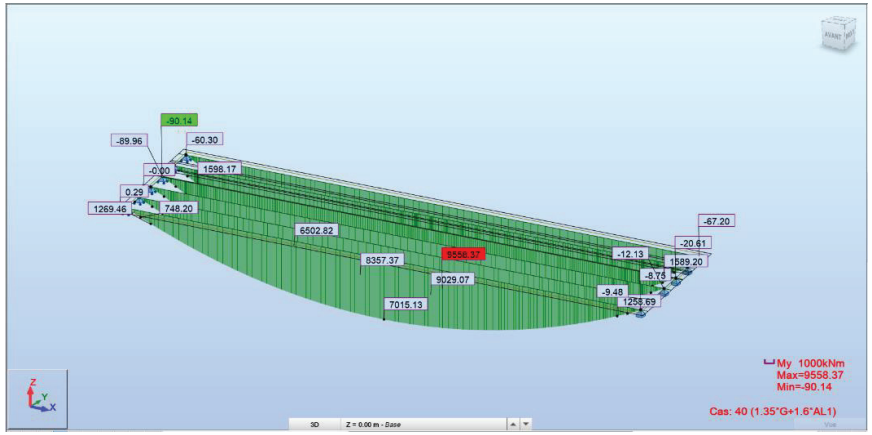

1084.96
1070.82
956.15
917.60
693.17
831.36
337.72
105.50
-20.29
-40.13
108.68
23.01
-1104.30
56.13
-1010.85
955.47
-743.63
-1069.16
-707.81
-813.33
Fz 100kN
Max=1084.96
Min=-1104.30
Cas: 58 (1.35*G+1.6*BT1+)

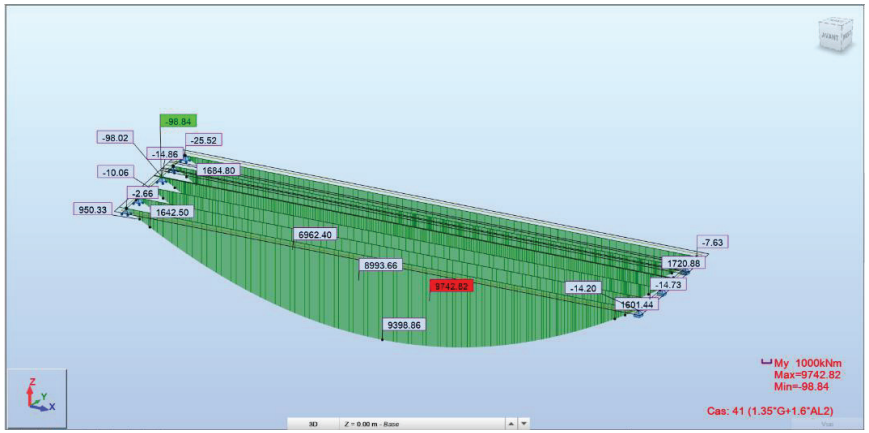

1152.29
1045.35
1022.26
687.93
839.33
332.16
82.74
-272.03
-41.23
325.54
41.46
-1168.28
-1047.34
-783.61
-746.64
-1118.94
-836.63
-1072.24
Fz 100kN
Max=1152.29
Min=-1168.28
Cas: 61 (1.35*G+1.6*BT2+)

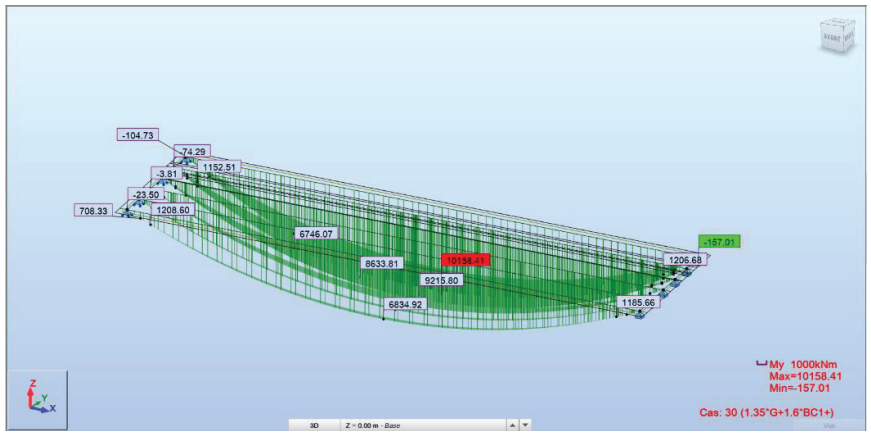

1454.73
1158.70
1281.57
934.44
693.33
396.98
132.71
-30.36
-39.48
36.83
58.41
55.79
-1288.06
-1198.46
-1423.79
-899.97
-861.52
-937.80
-1213.56
-1366.46
Fz 100kN
Max=1454.73
Min=-1423.79
Cas: 67 (1.35*G+1.35*D240+)

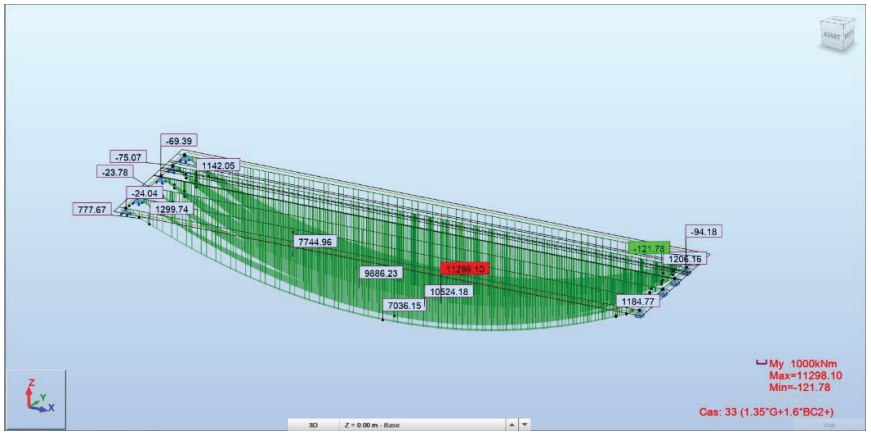

1208.02
1077.38
1001.95
693.21
831.95
355.99
97.44
-18.94
-39.51
34.94
33.41
-1184.72
-1105.60
-777.15
-1235.54
-739.93
-1172.02
-826.69
Fz 100kN
Max=1208.02
Min=-1235.54
Cas: 64 (1.35*G+1.35*MC120+)

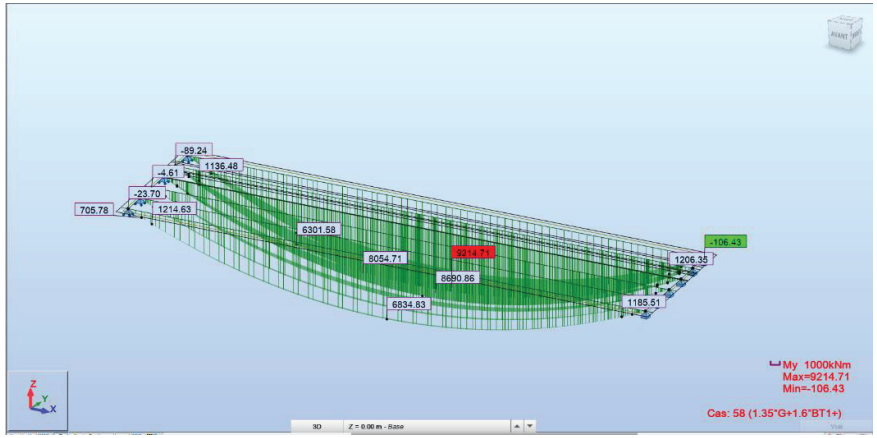
ANNEXE A : Diagrammes des efforts internes

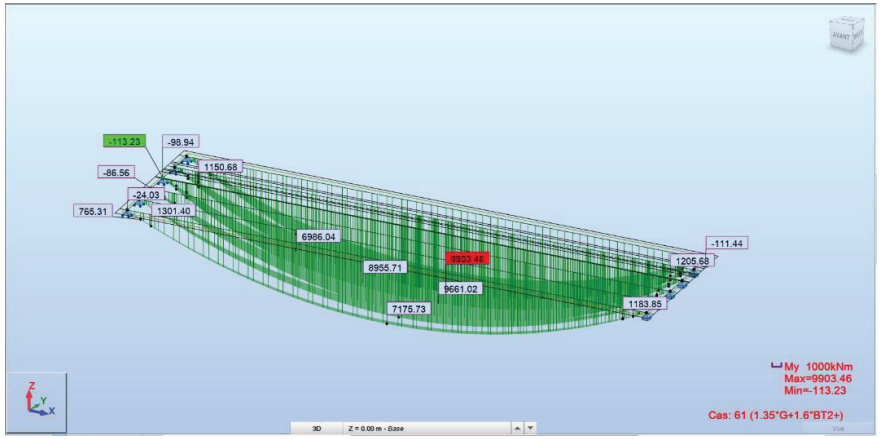


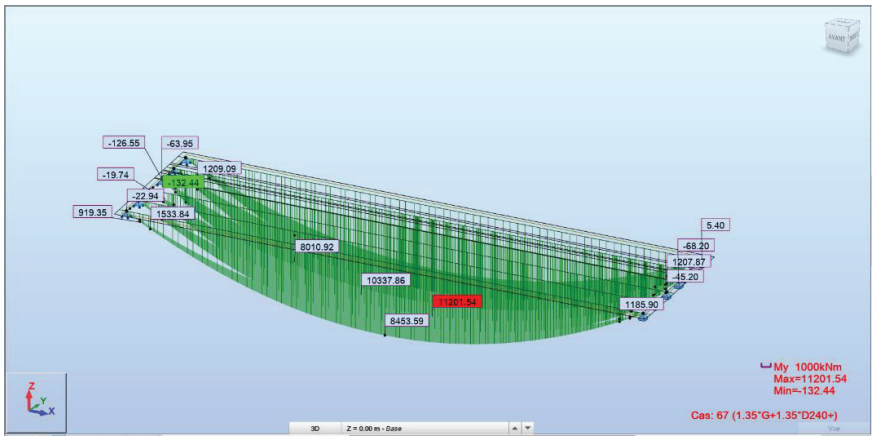


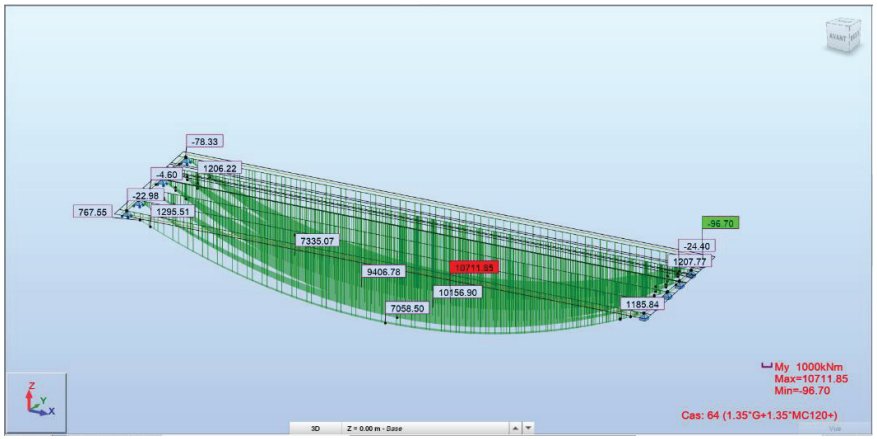





-89.24
1136.48
-4.61
-23.70
705.78
1214.63
6301.58
8054.71
9214.71
8690.86
6834.83
1206.35
-106.43
1185.51
My 1000kNm
Max=9214.71
Min=-106.43
Cas: 58 (1.35*G+1.6*BT1+)

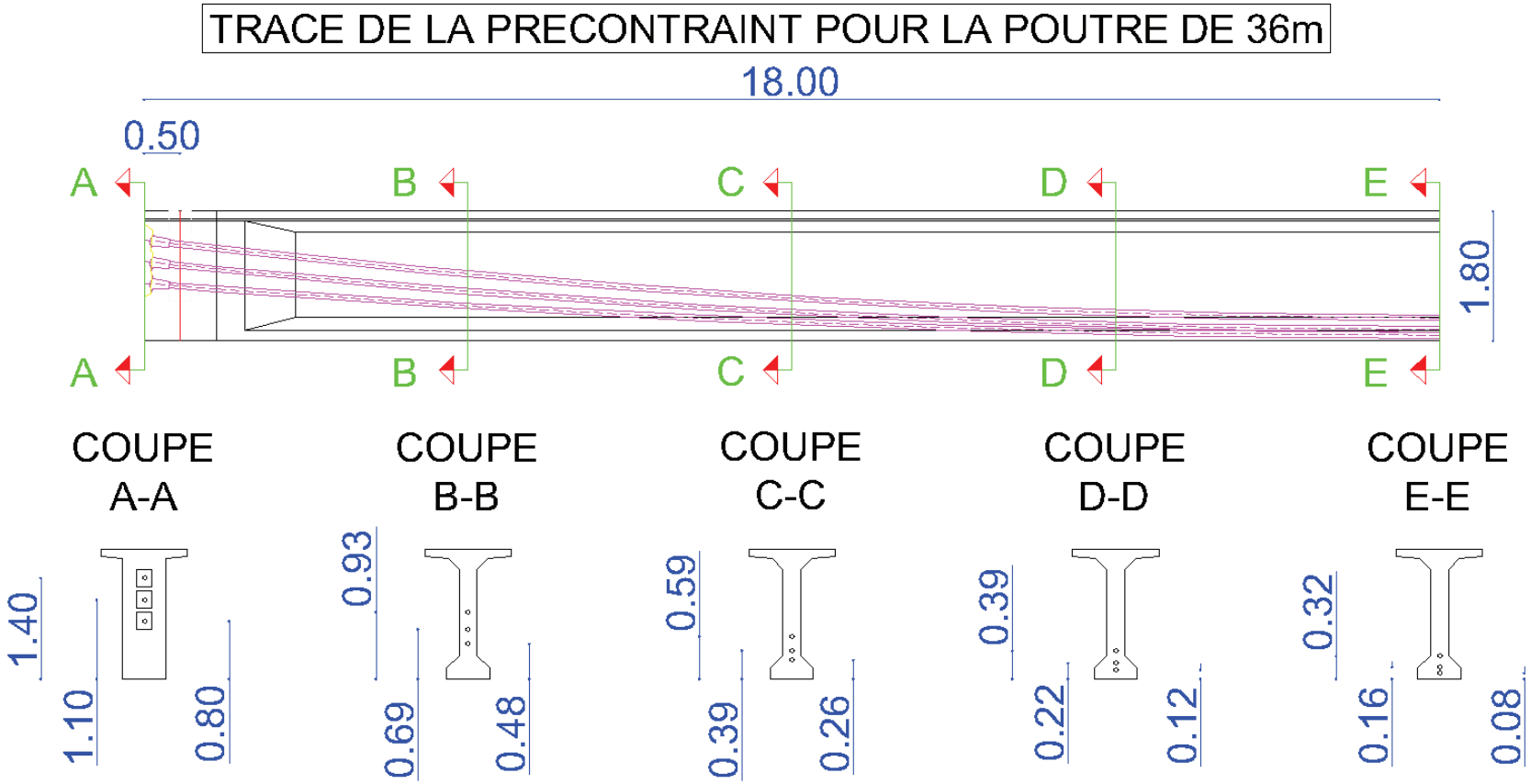

-113.23
-98.94
1150.68
-86.56
-24.03
765.31
1301.40
6986.04
8955.71
9903.46
9661.02
7175.73
1205.68
-111.44
1183.85
My 1000kNm
Max=9903.46
Min=-113.23
Cas: 61 (1.35*G+1.6*BT2+)


-126.55
-63.95
1209.09
-19.74
-132.44
-22.94
919.35
1533.84
8010.92
10337.86
11201.54
8453.59
5.40
-68.20
1207.87
-15.20
1185.90
My 1000kNm
Max=11201.54
Min=-132.44
Cas: 67 (1.35*G+1.35*D240+)


-78.33
1206.22
-4.60
-22.98
767.55
1295.51
7335.07
9406.78
10711.85
10156.90
7058.50
-96.70
-24.40
1207.77
1185.84
My 1000kNm
Max=10711.85
Min=-96.70
Cas: 64 (1.35*G+1.35*MC120+)

ANNEXE B

DEFINITION GEOMETRIQUES DES CABLES DE PRECONTRAINTE (PAR POST-TENSION) (m)					
X(m)	0	4.5	9	13.5	18
CABLE 03 Y(m)	1.4	0.93	0.59	0.39	0.32
CABLE 02 Y(m)	1.1	0.69)	0.39	0.22	0.16
CABLE 01 Y(m)	0.8	0.48	0.26	0.12	0.08



ANNEXE C

1. Evaluation de la section d'acier :

1.1. Hourdis e = 25 cm :

1.1.1. Nappe Supérieure :

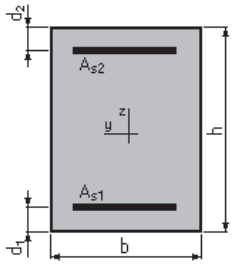
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	53.71	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	40.25	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 6.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.1 (cm2)		
théorique	ρ = 0.32 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 53.71 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 19.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.96	(‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 40.25 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.45
Position de l'axe neutre: y = 5.3 (cm)
Bras de levier: Z = 18.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 344.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

1.1.2. Nappe Inférieur :

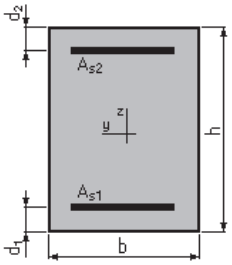
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	57.67	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	43.24	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.1 (cm2)

théorique ρ = 0.34 (%)
minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 57.67 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.9 (cm)
Bras de levier: Z = 19.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.04 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 43.24 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.45
Position de l'axe neutre: y = 5.5 (cm)
Bras de levier: Z = 18.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 345.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

1.2.L'entretoise :

1.2.1. Nappe supérieure :

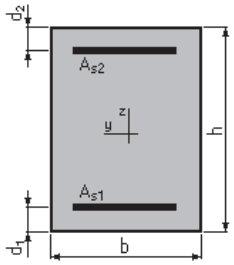
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30.0 (cm)
h = 100.0 (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)	145.65	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	107.89	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 3.6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 0.13 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 145.65 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 93.7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.36	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 107.89 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.48
Position de l'axe neutre:	y = 16.7 (cm)
Bras de levier:	Z = 89.4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2.1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 27.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

1.2.2. Nappe Inférieur :

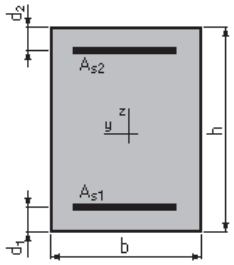
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30.0 (cm)
h = 100.0 (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)	71.10	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	52.67	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 3.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 0.11 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 71.10 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

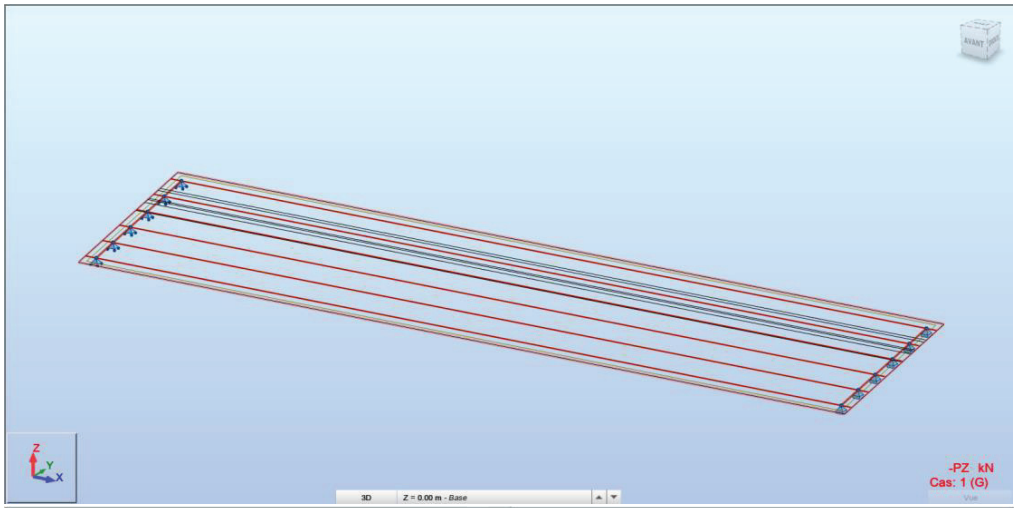
Coefficient de sécurité:	1.81	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2.9	(cm)
Bras de levier:	Z = 93.8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.31	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

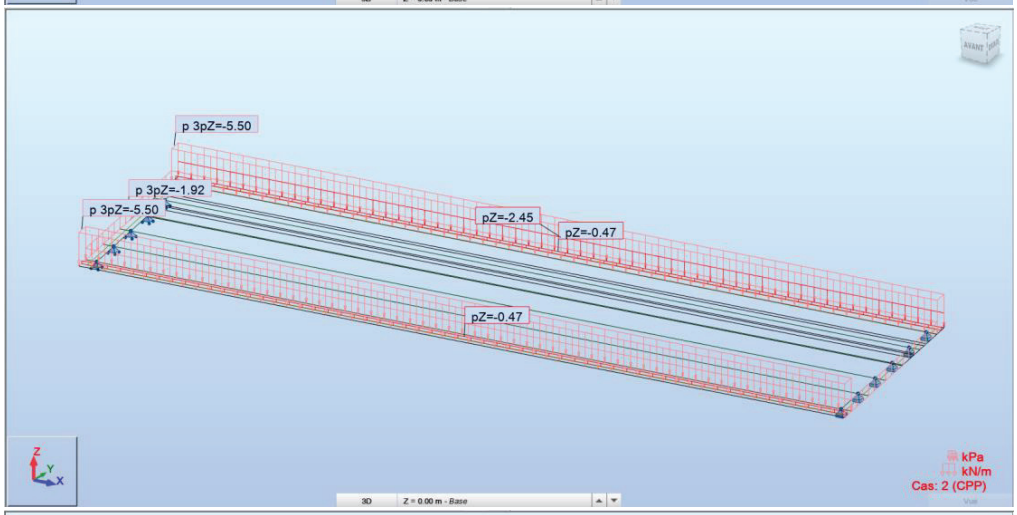
Cas ELS M_{max} = 52.67 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

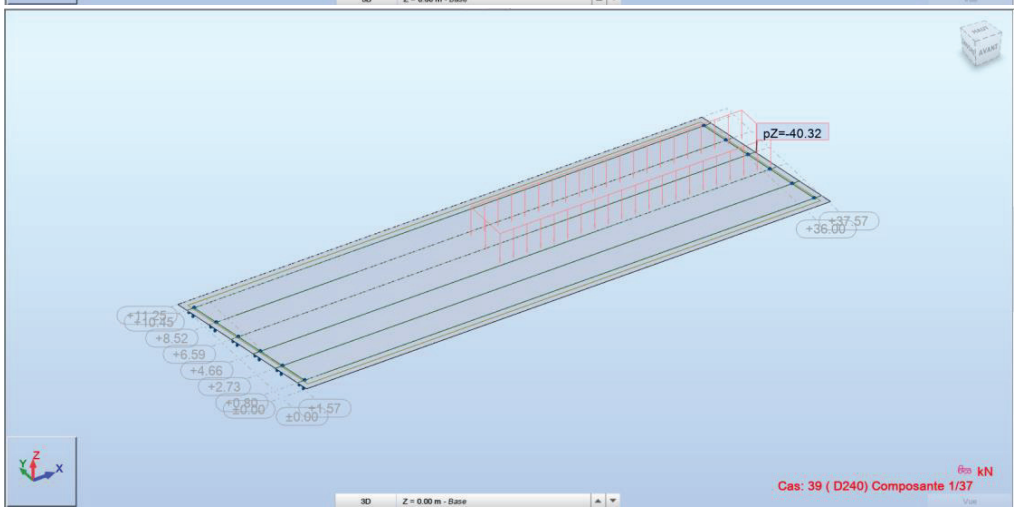
Coefficient de sécurité:	2.69
Position de l'axe neutre:	y = 15.8 (cm)
Bras de levier:	Z = 89.7 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1.0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 13.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

ANNEXE D

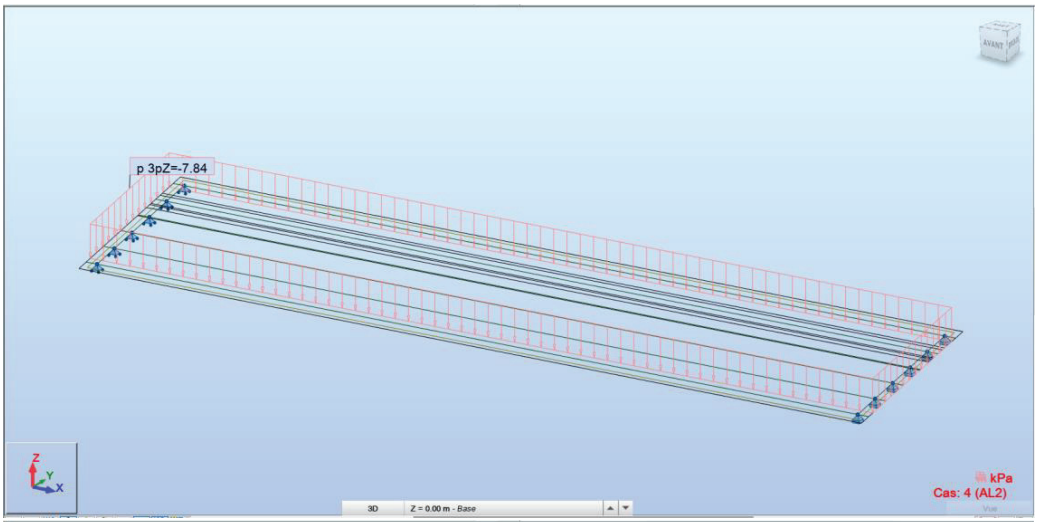
1. Evaluation des efforts due au tablier :

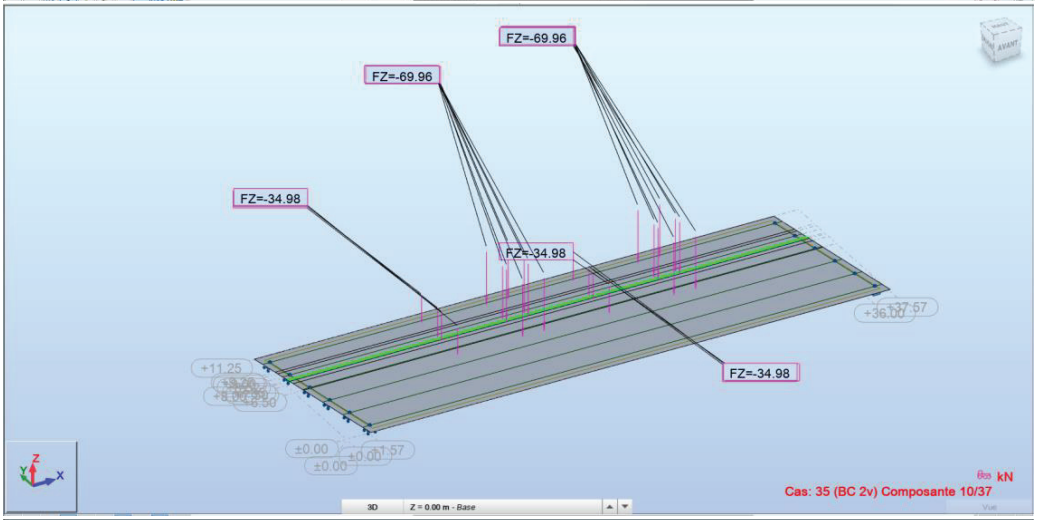


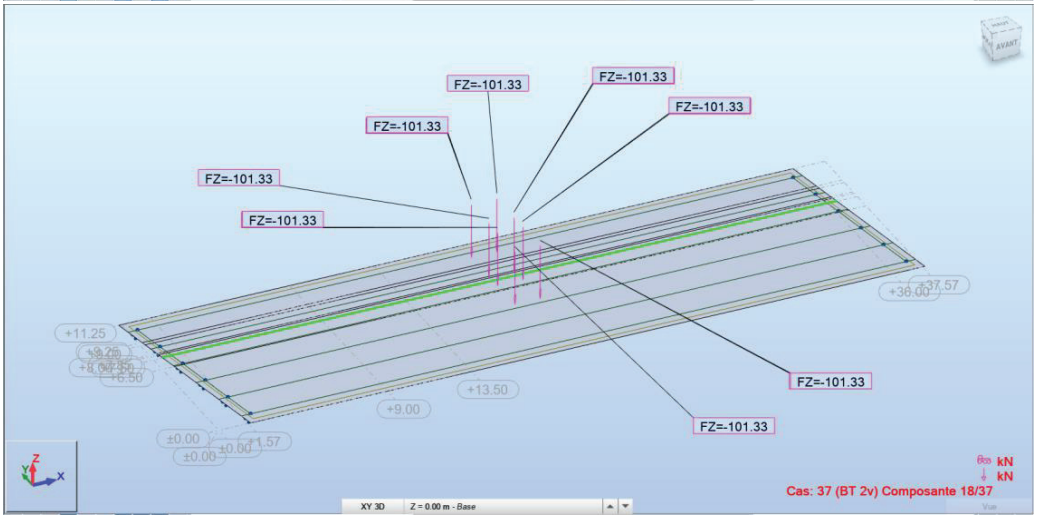


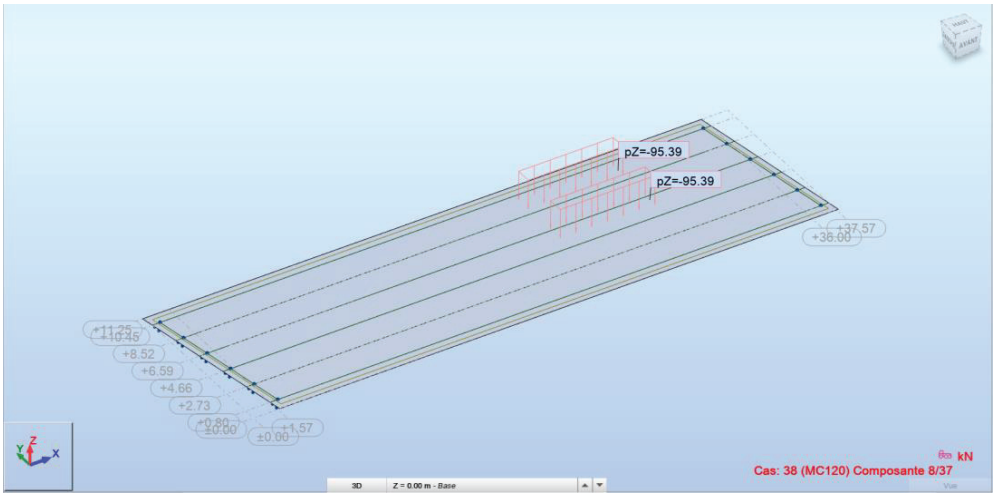


ANNEXE D : Evaluation des réactions dues au tablier sur la pile P03 et estimation de la section d'acier

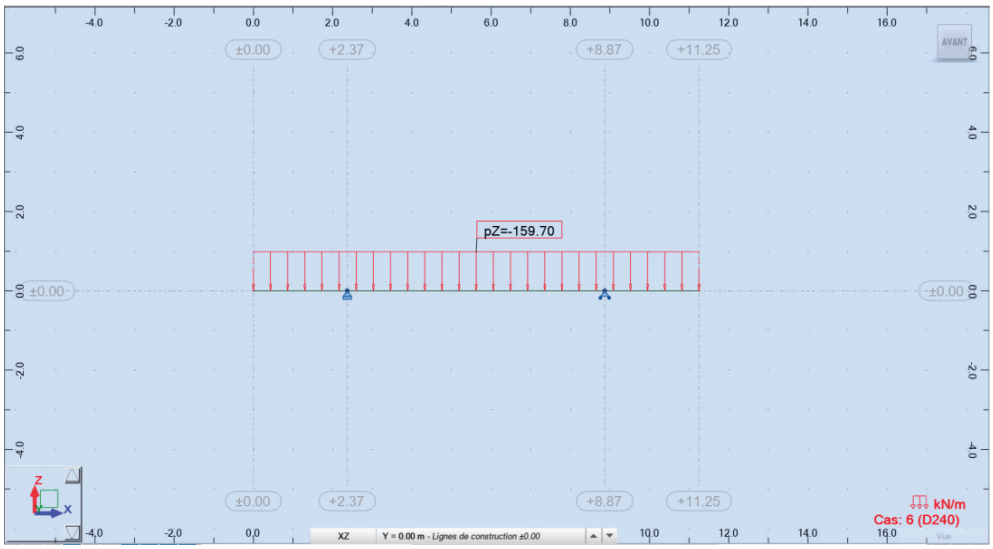


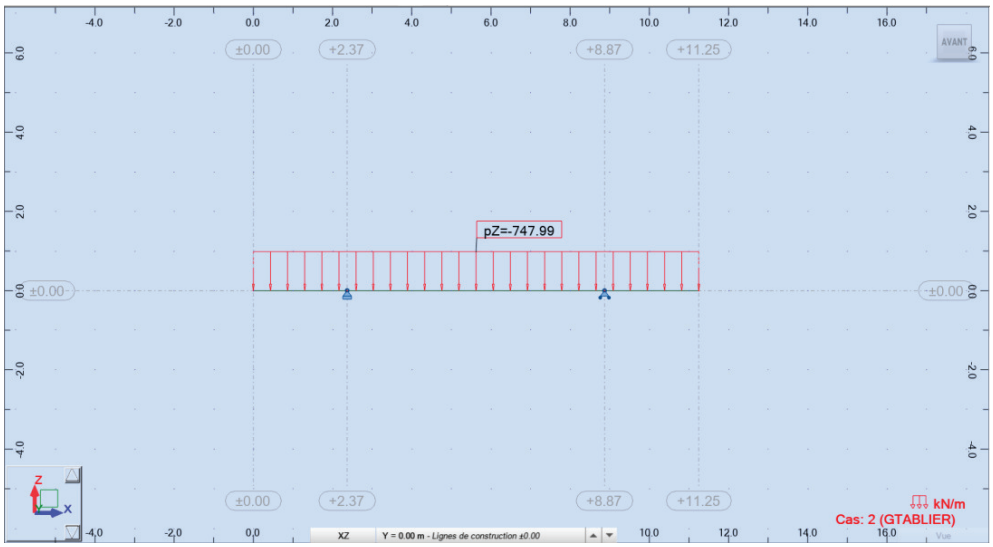




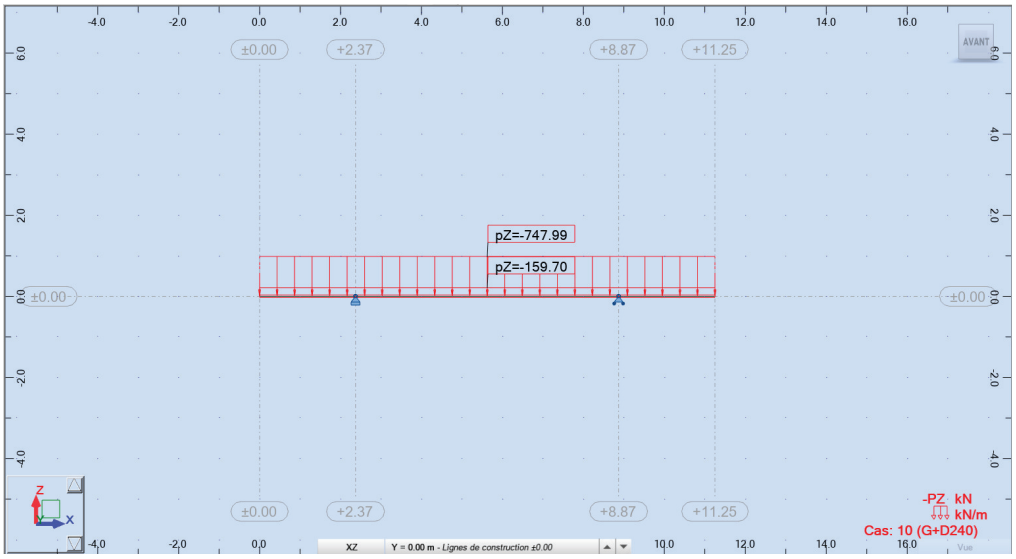


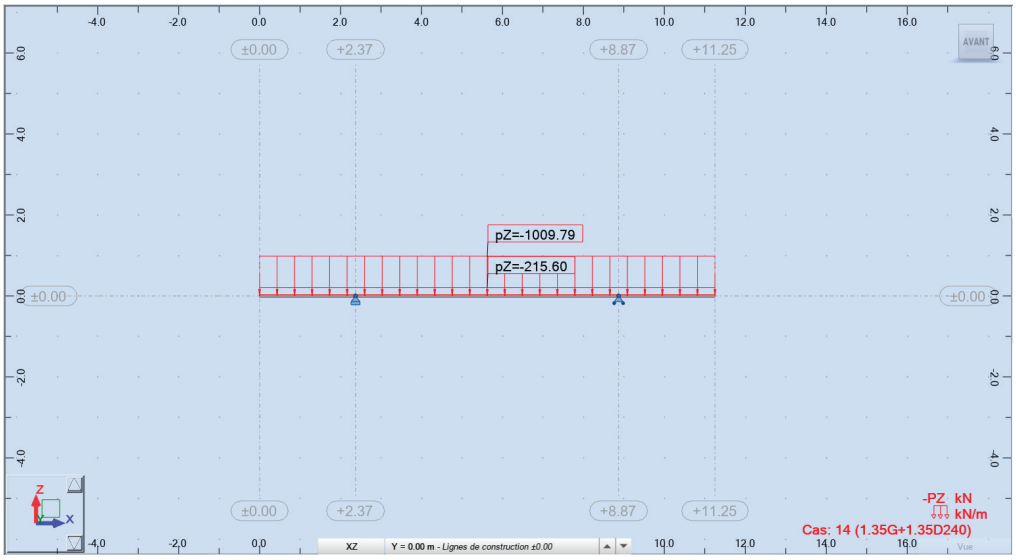
2. Evaluation des efforts du chevêtre :

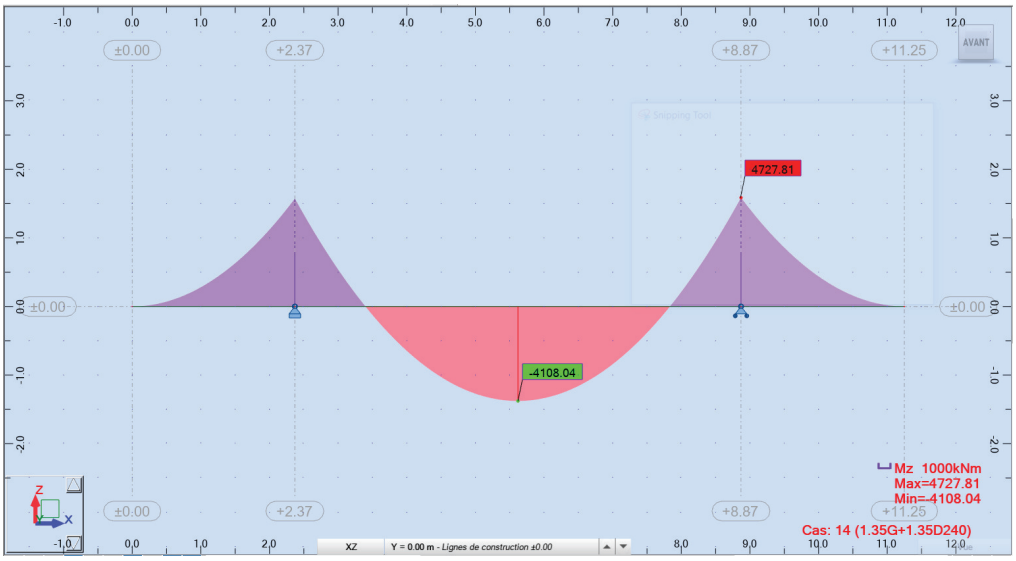




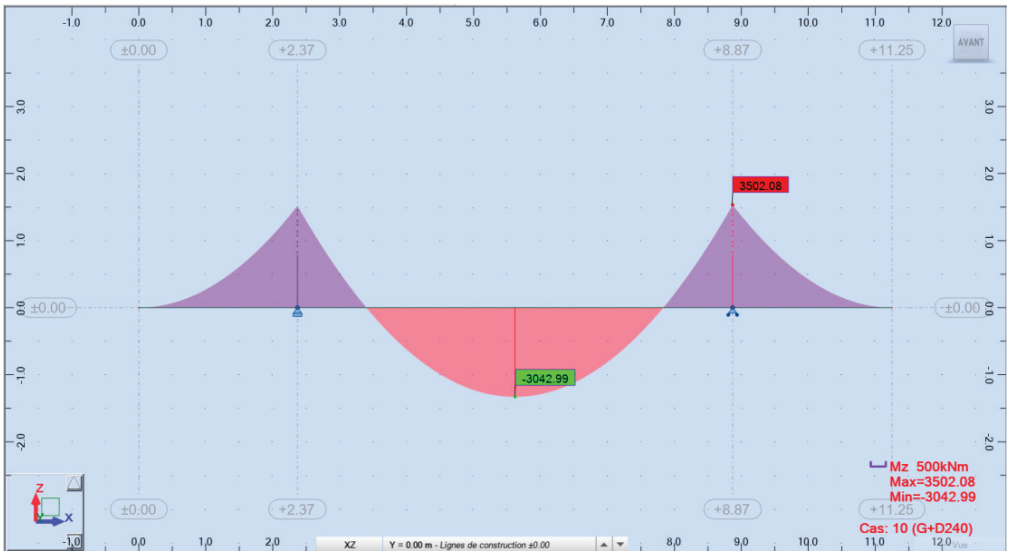
ANNEXE D : Evaluation des réactions dues au tablier sur la pile P03 et estimation de la section d'acier

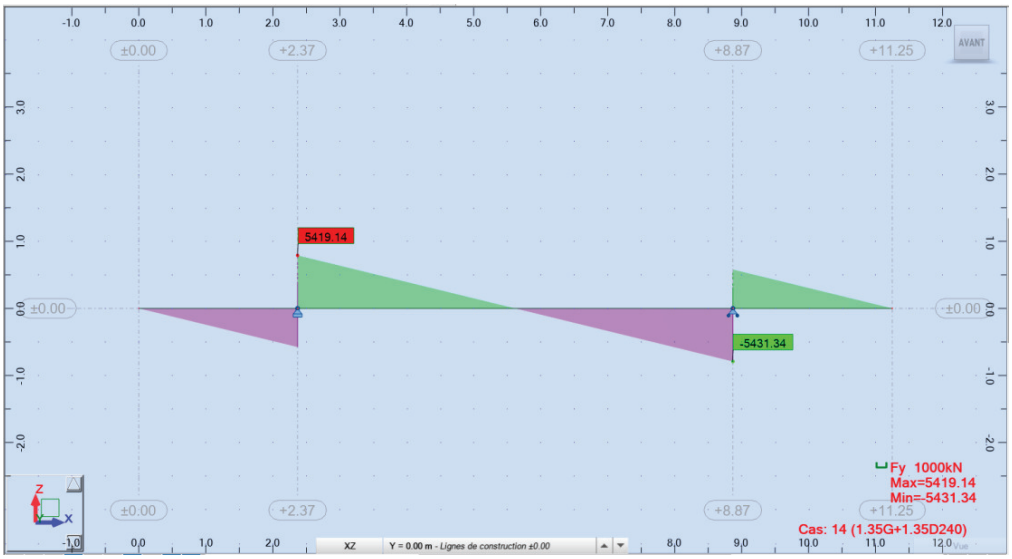


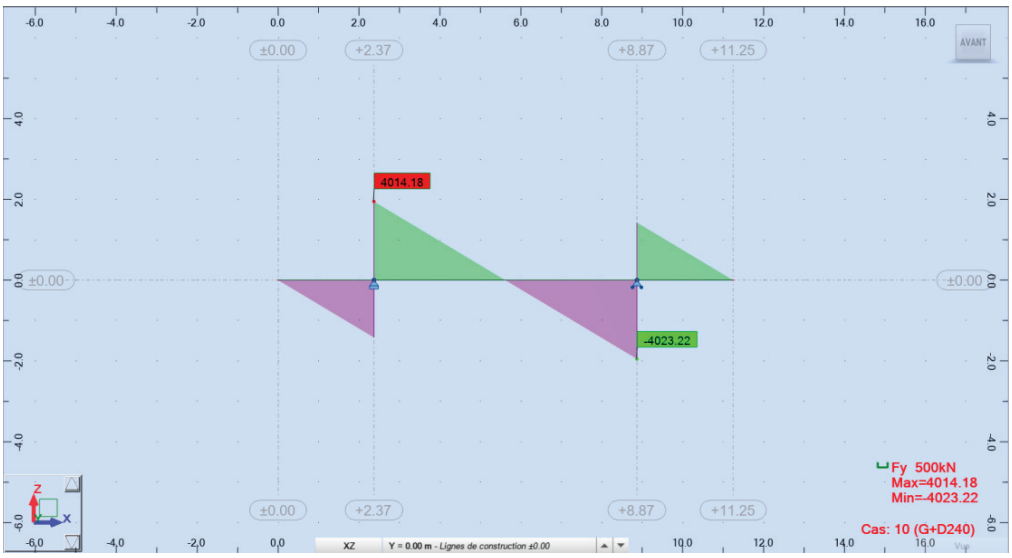




ANNEXE D : Evaluation des réactions dues au tablier sur la pile P03 et estimation de la section d'acier







3. Evaluation de la section d'acier :

3.1. Pieux L = 20m :

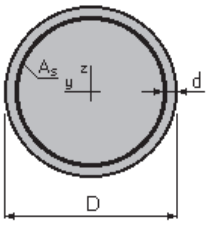
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

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.	ELS	1471.13	166.99	0.00
2.	ELU	1979.45	226.75	0.00
3.	ELA	108.04	1867.30	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 ELS N = 1471.13 (kN) M_y = 166.99 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.77

Position de l'axe neutre: y = 145.9 (cm)

Bras de levier: Z = 65.1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 27.7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 1979.45 (kN) M_y = 226.75 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.91 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 116.6 (cm)

Bras de levier: Z = 63.5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 108.04 (kN) M_y = 1867.30 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 28.1 (cm)

Bras de levier: Z = 101.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.24 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

3.2. Colonnes = 12.5m :

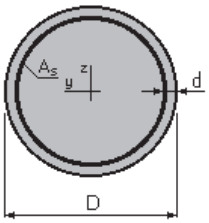
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

* Fissuration non préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 200.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	8216.26	3620.41	0.00
2.	ELS	6095.23	2666.20	0.00
3.	ELA	6263.50	26463.34	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 598.4 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 62.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1570.8 (cm2)

théorique ρ = 1.90 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 8216.26 (kN) M_y = 3620.41 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.37 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 149.9 (cm)

Bras de levier: Z = 126.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 1.04 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =208.3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 6095.23 (kN) M_y = 2666.20 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.25

Position de l'axe neutre: y = 162.8 (cm)

Bras de levier: Z = 130.4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 9.1 (MPa)

comprimée: σ_s' = 54.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA **N = 6263.50 (kN)** **M_y = 26463.34 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 58.3 (cm)

Bras de levier: Z = 166.9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8.18 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

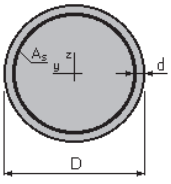
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 200.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	254.96	8216.26
2.	ELA	2075.00	6263.50

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.7 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 5.0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1.1 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 12
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

3.3.Chavetre

3.3.1. Supèrieur :

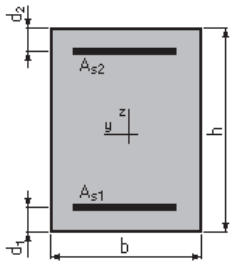
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 230.0 (cm)
h = 170.0 (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)	4727.81	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	3502.08	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 92.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 38.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.24 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 4727.81 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 14.2	(cm)
Bras de levier:	Z = 159.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.94	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 3502.08 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 38.9 (cm)
Bras de levier:	Z = 152.0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5.1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

3.3.2. Inferieur :

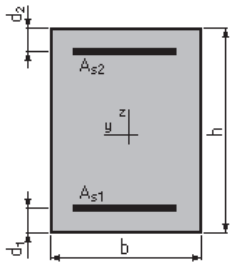
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 230.0 (cm)
h = 170.0 (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)	4108.04	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	3042.99	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 79.9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 38.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.21 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 4108.04 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 12.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 160.1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.81	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 3042.99 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 36.6 (cm)
Bras de levier:	Z = 152.8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 4.7 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 249.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

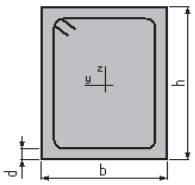
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



b = 230.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	5431.34	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.4 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

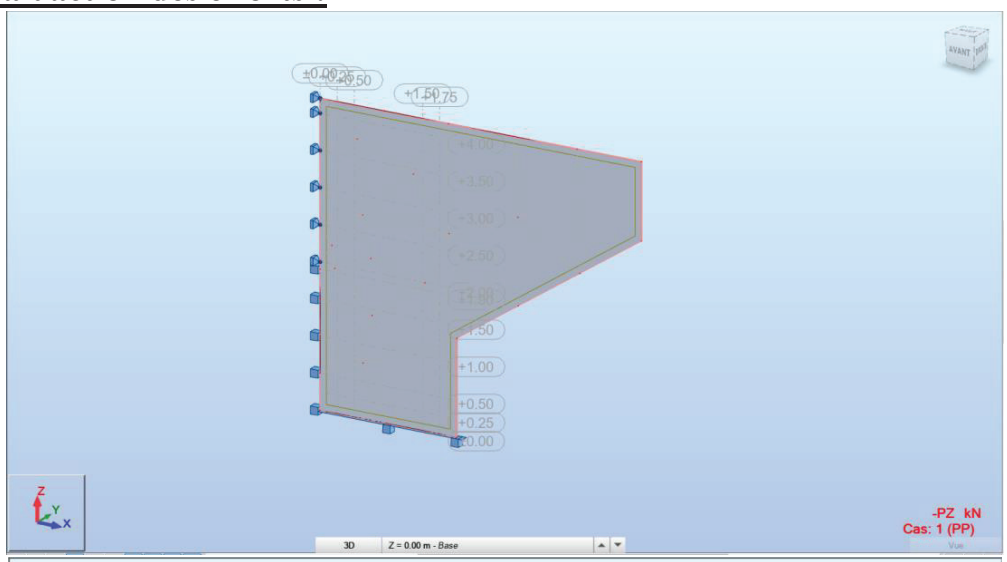
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 6.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 20
Espacement : S_t = 7.5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 4 + 19* 7 + 1* 8 + 1*11 (cm)

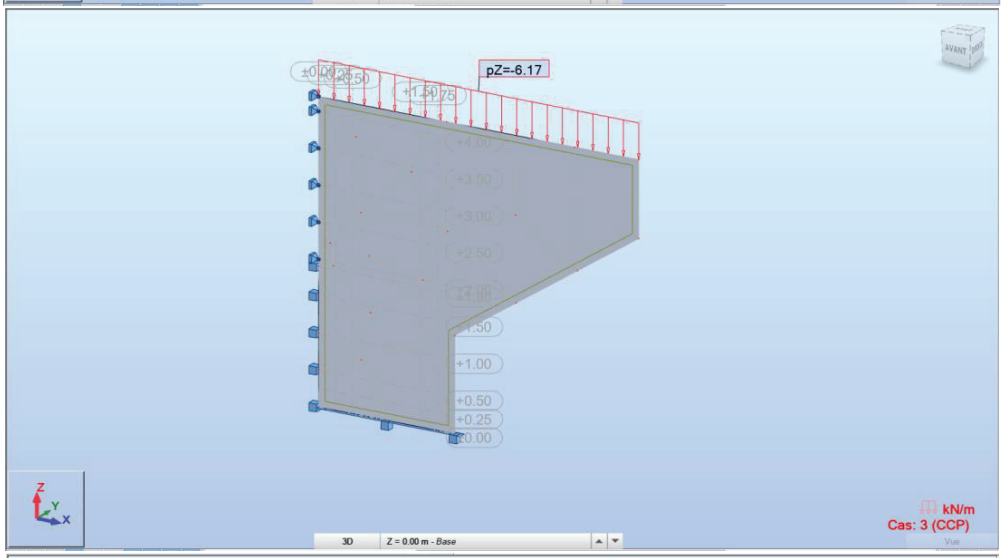
4. Résultat étude géotechnique:

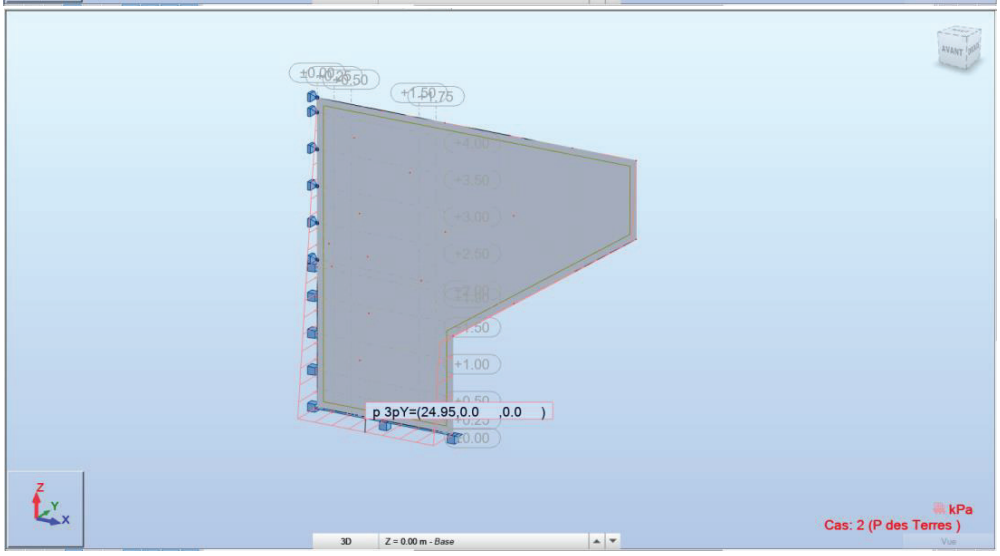
			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
20.00	23.00	7	1459.7	877.0	1042.6	**626.45**	525.63	**367.94**

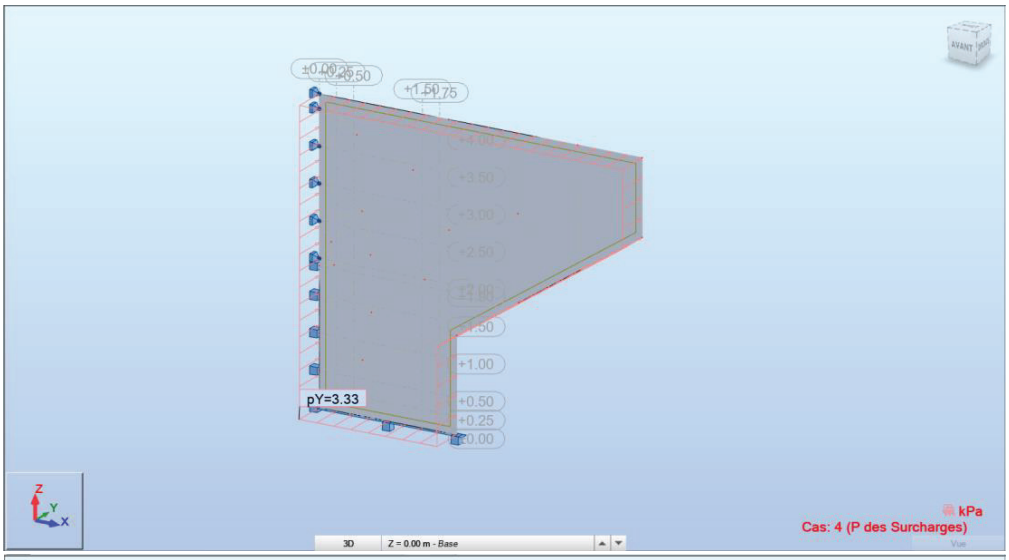
ANNEXE E

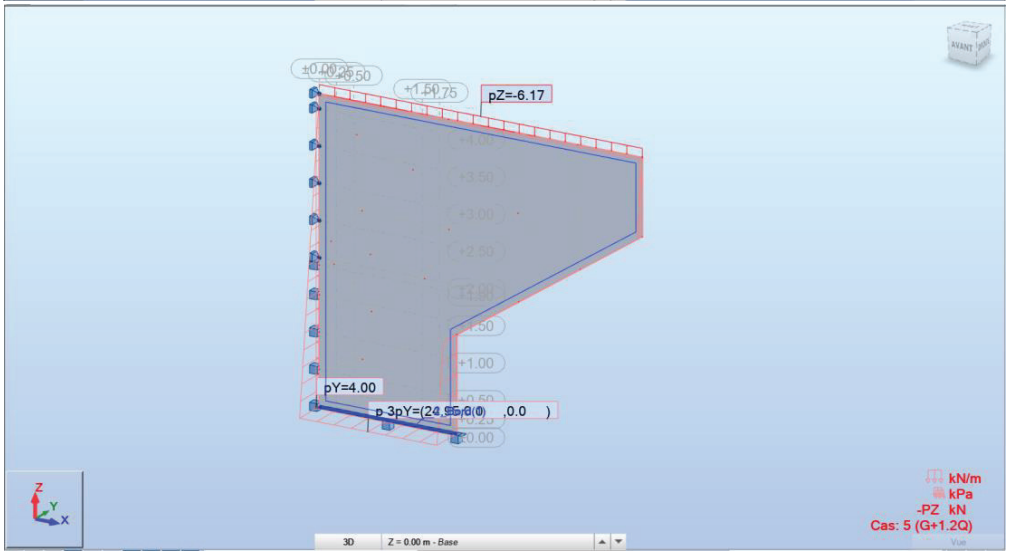
1. Evaluaction des efforts :











2. Evaluation de la dection d'acier :

2.1.Pieux L = 20 m :

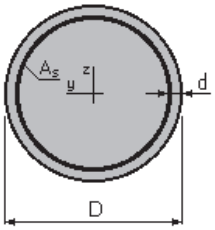
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	1616.66	1372.80	0.00
2.	ELS	3023.68	896.85	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 ELU N = 1616.66 (kN) M_y = 1372.80 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.38 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 48.7 (cm)

Bras de levier: Z = 91.8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4.75 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 3023.68 (kN) M_y = 896.85 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.30

Position de l'axe neutre: y = 85.5 (cm)

Bras de levier: Z = 80.4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 36.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 99.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

2.2. Mur frontal :

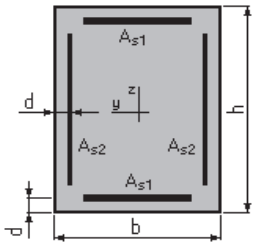
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 150.0 (cm)

d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	590.36	139.28	0.00
2.	ELS	3023.68	103.48	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 30.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750.0 (cm2)

théorique ρ = 0.20 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 590.36 (kN) M_y = 139.28 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 26.77 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 134.3 (cm)

Bras de levier: Z = 89.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.23 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =45.3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS **N = 3023.68 (kN)** **M_y = 103.48 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6.78

Position de l'axe neutre: y = 646.7 (cm)

Bras de levier: Z = 71.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 32.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2.3. Mur garde grève :

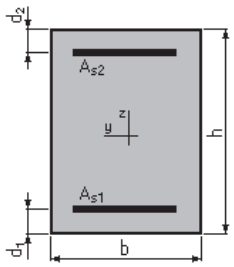
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	161.97	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	121.32	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 20.6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 2.7 (cm2)		
théorique	ρ = 0.76 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 161.97 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.32	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 7.9	(cm)
Bras de levier:	Z = 23.8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 8.48	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 121.32 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 10.2 (cm)
Bras de levier:	Z = 23.6 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10.1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 15.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

2.4. Corbeau :

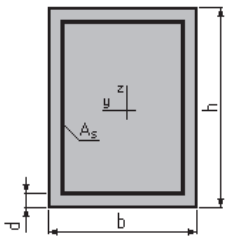
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte de l'élancement
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Charges appliquées avant 90 jours
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d = 3.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	110.22
Etat **L**imite de **S**ervice	81.94
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 2744.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 225000.0	(cm4)	Inertie	I_z = 2500000.0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 8.7	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	λ_y = 34.6		Elancement	λ_z = 10.4	
	α = 0.65		N_u (béton seul)	= 3283.33	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.3 (MPa)
0,6 fcj = 15.0 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 10.4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 10.4 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 150.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.52 (%)
minimum	ρ_{min} = 0.35 (%)
maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

2.5. Dalle de transition :

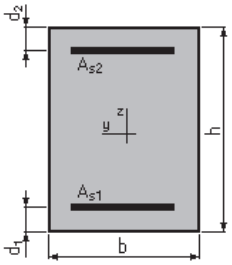
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	98.74	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	73.44	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2.7 (cm2)		
théorique	ρ = 0.45 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 98.74 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.6 (cm)
Bras de levier: Z = 25.1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.08 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 73.44 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 8.3 (cm)
Bras de levier: Z = 24.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2.6. Mur en retour :

2.6.1. Ferraaillage vertical :

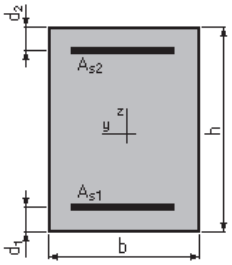
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (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	108.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 15.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 137.5 (cm2)
théorique ρ = 0.28 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.29 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 108.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.80
Position de l'axe neutre: y = 13.8 (cm)
Bras de levier: Z = 50.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 20.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2.6.2. Ferraillage horizontal :

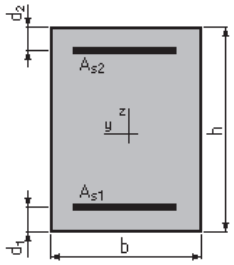
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (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	96.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 15.4 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 137.5 (cm2)
théorique ρ = 0.28 (%)
minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.29 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 96.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.02
Position de l'axe neutre: y = 13.8 (cm)
Bras de levier: Z = 50.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 17.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

3. Résultat géotechnique :

			COMPRESSION				TRACTION	
L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
20.00	23.00	7	1459.7	877.0	1042.6	**626.45**	525.63	**367.94**

ANNEXE : ORGANISATION DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

TABLEAU DE RESULTATS

DOSSIER : GA 11 105.
PROJET : E/G de la pénétrante à l'autoroute EST-OUEST (SIG-limite wilaya de Saïda).

Essais	Sondage		SC.11			
	Prof. Ech Paraff.		5.00/5.40	10.10/10.50	14.40/14.82	17.40/17.80
PHYSIQUES	γs (g/cm³)		2.65	2.60	2.65	2.60
	γh (T/m³)		2.14	2.12	2.09	2.06
	γ d (T/m³)		1.80	1.75	1.72	1.77
	W (%)		19.0	20.8	21.5	16.7
	Ws (%)		18.6	20.1	21.1	19.5
	Sr (%)		100	100	100	86
	WL (%)		55.24	51.13	38.54	26.36
	WP (%)		27.68	25.08	25.56	18.36
	IP (%)		27.56	26.05	15.99	10.00
	VBS					
	E.S (%)					
	$CaCO_3$ (%)		23	23	32	23
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	98%
		0.2mm	100%	100%	100%	93%
		0.1 mm	100%	100%	100%	90%
		20 µ	69%	74%	69%	71%
		2 µ	22%	24%	14%	14%
MECANIQUES	Pc (bars)		2.153		1.964	
	Ct		0.097		0.103	
	Cg		0.036		0.038	
	γ d (T/m³)		1.73		1.69	
	W init (%)		16.78		21.83	
	W fin. (%)		20.61		21.48	
	K (cm³/s)					
	Rc . (bars)					
	γ d (T/m³)					
	W (%)					
	C (bars)			0.560		1.652
	φ (degré)			30.54		11.36
	W ini. (%)			23.73		26.43
	W fin. (%)					

LTPO / Unité

Etabli 18.02.2013	Projet : E/G de la pénétrante à l'autoroute EST-OUEST	Sce Labo YZ / MB / MBM	A
Révisé le : 18.02.2013 Indice de révision : 1	(Sig/limite wilaya de Saïda)		



Projet : Pénétrante Mascara

Client : LIC-Algérie.

Sondage carotté : SC-17+450

Caisse N° : 01/10

Profondeur : 0,0 à 2,60m



Projet : Pénétrante Mascara

Client : LIC-Algérie.

Sondage carotté : SC-17+450

Caisse N° : 02/10

Profondeur : 2,60 à 5,45m



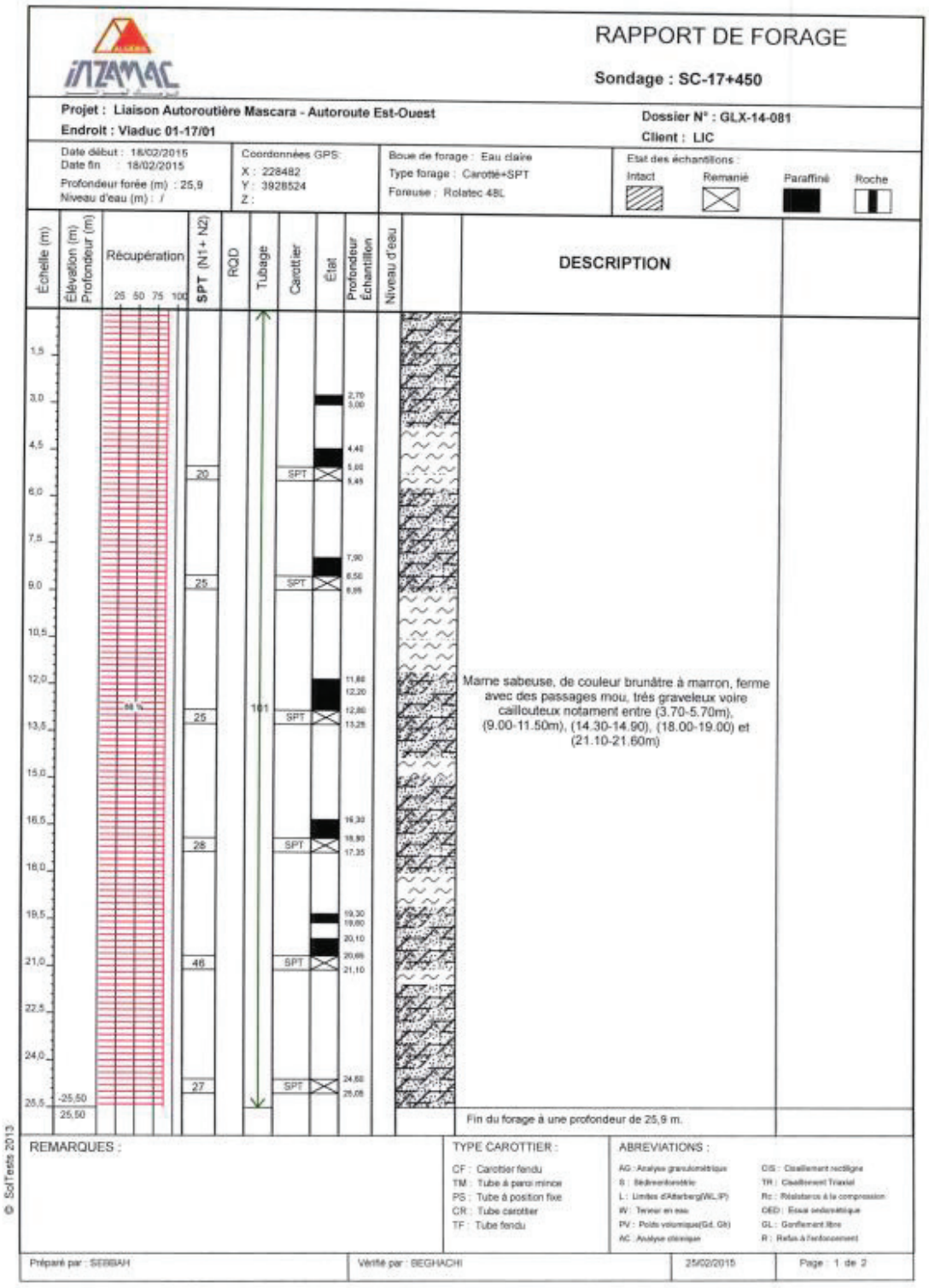
Projet : Pénétrante Mascara

Client : LIC-Algérie.

Sondage carotté : SC-17+450

Caisse N° : 03/10

Profondeur : 5,45 à 7,90m



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-17+450

Projet : Liaison Autoroutière Mascara - Autoroute Est-Ouest

Endroit : Viaduc 01-17/01

Dossier N° : GLX-14-081

Client : LIC

Date début : 16/02/2015
Date fin : 18/02/2015
Profondeur forée (m) : 25,9
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
X : 228482
Y : 3928524
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté+SPT
Foreuse : Rolatec 48L

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m) | Élévation (m) Profondeur (m) | Récupération | SPT (N1+ N2) | RQD | Tubage | Carottier | État | Profondeur Échantillon | Niveau d'eau | DESCRIPTION

Marne sabeuse, de couleur brunâtre à marron, ferme avec des passages mou, très graveleux voire caillouteux notament entre (3.70-5.70m), (9.00-11.50m), (14.30-14.90), (18.00-19.00) et (21.10-21.60m)

-25,50
25,50

Fin du forage à une profondeur de 25,9 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : SEBBAH | Vérifié par : BEGHACHI | 25/02/2015 | Page : 1 de 2

© SolTests 2013

INZAMAC

RAPPORT D'ESSAI

Essai Pressiométrique Menard

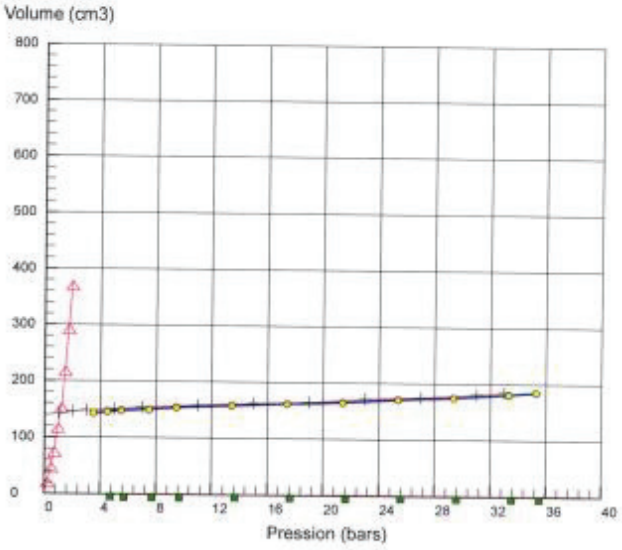
NF P 94-110-1

Client : LEVANTINA INGENIERA LIC
Projet : MASCARA
Endroit : MASCARA

N° Projet : GLX-15-064
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SP 17+320
Profondeur Essai : 34 m
Coordonnées GPS :
X :
Y :
Z :

Date essai : 19/01/2015
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 1471,66 bars
Pression limite : PL = 35,30 bars
Pression de fluage : Pf = 35,30 bars

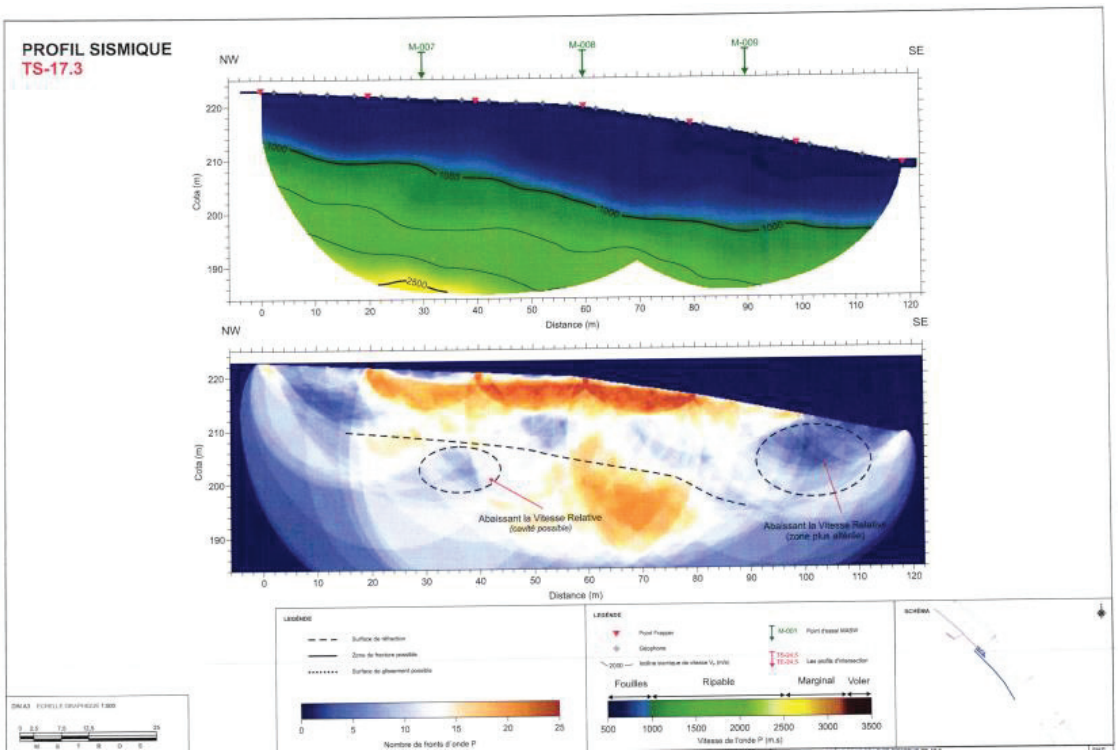
: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

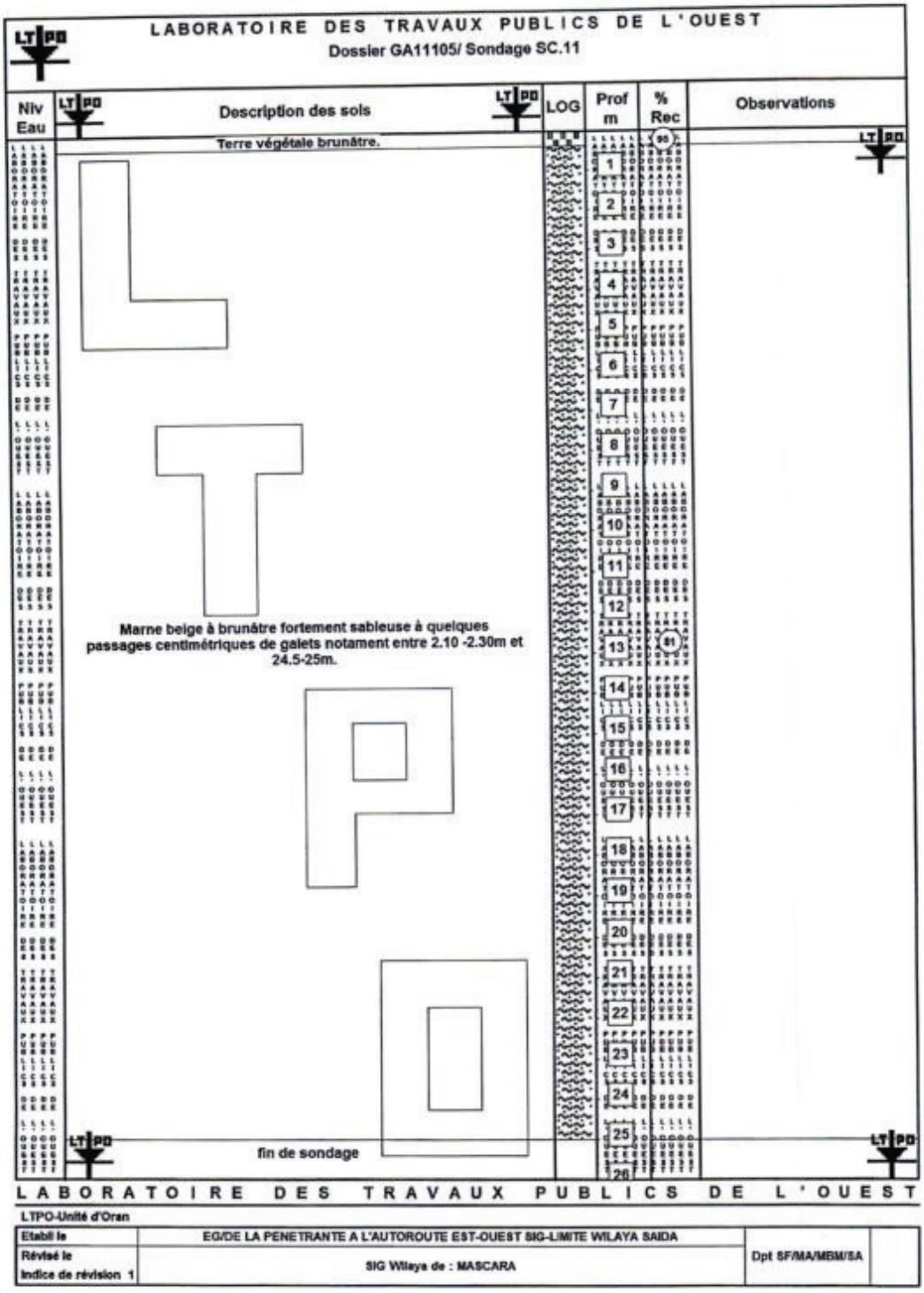
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
1,00	141	143	3,52
2,00	145	146	4,50
3,00	148	148	5,49
5,00	150	150	7,48
7,00	154	154	9,46
11,00	157	158	13,44
15,00	161	162	17,42
19,00	165	165	21,41
23,00	170	171	25,37
27,00	174	175	29,35
31,00	180	181	33,32
33,00	184	185	35,30

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :	Date :	Approuvé par :	Date :
A.KANOUN		F.BEGHACHI	21/01/2016


PROFIL SISMIQUE
TS-17.3
NW
SE
M-007
M-008
M-009
Cote (m)
Distance (m)
Abaissant la Vitesse Relative
(cavité possible)
Abaissant la Vitesse Relative
(zone plus altérée)
Nombre de fronts d'onde P
Fouilles
Ripable
Marginal
Voler
Vitesse de l'onde P (m.s)


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
Dossier GA11105/ Sondage SC.11
Niv Eau
Description des sols
LOG
Prof m
% Rec
Observations
Terre végétale brunâtre.
Marne beige à brunâtre fortement sableuse à quelques passages centimétriques de galets notament entre 2.10 -2.30m et 24.5-25m.
fin de sondage
LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
LTPO-Unité d'Oran
Etabli le
Révisé le
Indice de révision 1
EG/DE LA PENETRANTE A L'AUTOROUTE EST-OUEST SIG-LIMITE WILAYA SAIDA
SIG Wilaya de : MASCARA
Dpt SF/MA/MBM/SA