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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V103 DU PK 103+133 AU PK 103+421 RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

KABECHE Tarek

BELLOUR Djalal Eddine

Encadré par :

Mr. M AMIEUR

Promotion 2021 /2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** de nous avoir guidés et donnés la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur **Monsieur AMIEUR Mohamed**, de nous avoir encadrés et dirigés tout le long de notre travail.

Nous remercions également tous **les enseignants de l'ENSTP**, qui ont assuré notre formation avec pédagogie et patience, ainsi que **l'administration de l'école**, **les responsables de la bibliothèque** pour l'aide qu'il nous ont rapporté.

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

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mes frères et mes sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis

KABECHE Tarek

To my parents

To my brothers Sifou and Salah

To my sister

To my cousins:

Haythem Bellour, Aymen Bellour, Anwar Bellour, Hamza and makhtar Bellour, Aziz Bellour

To my brothers that had a big influence on me:

Wahab Belhadi, Toufik Amarni , Oussama Guettaf, Lokman Boufennar, Ghezouan boutelja, Noufel Blidi , Aziz Bouira,

To my hometown brothers:

Iyad, Faris Chahdan, Ahmed, Aymen, Fares Hadef

To the brothers that helped me through my years at the school :

Tarek, Yazid, Lamine, seyf, Adel, Massita, Yassine, Moh skh, Midou, Beddi, Kambo, Ayoub, Chelfi, Maamar, Rahmouni, Moh Medea, Nasrou, Jawad et Rahime, Mounir El Rouj

To that special person who made my last years happy, joyful and never failed to put a smile on my face

BELLO

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 103 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 103+133 و النقطة 103+421 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ميناء جن جن و الطريق السيار شرق-غرب على مستوى العلمة.

الهيكل عبارة عن جسر طوله 287.87 مترا مع 7 اجزاء مستقلة طولها 40 مترا وعرضها 13.25 مترا . ويستقر الجزء العلوي على ثمانية ركائز وسطية وطرفية.

يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملاءمة. وفي الجزء الثاني، نبدأ بالبنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها. مرورا بتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام القوانين المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية. سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et de l'étude du viaduc V103 situé entre le PK 103+133 et PK103+421 relevant de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute est-ouest.

L'ouvrage est un viaduc de 287.87 m de longueur avec 7 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 40 m de longueur, et une largeur de 13.25 m, le tablier repose sur huit appuis (six piles et deux culées).

Ce travail comporte deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage.

On commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, par la suite on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces dernières, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciel de calcul .

Mots clés : Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract

In this work, the V103 Bridge is designed and studied. This project is located between KP 103+133 and KP 103+421 in the national highway that relate the port of Djen Djen to the east-west highway.

The structure is characterizd by a length of 287.87 m, connected by 7 independent spans. The concrete deck rests on prefabricated prestressed beams (post-tensioned beams) with a length of 40 m and a width of 13.25 m supported by six piers and two reinforced concrete abutments.

The first part provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions.

The second part is about studying the structure and the foundation in details of the chosen variante. We start first by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software and going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations.

Keywords: Design and study, bridge, pre-stressed beams, earthquake, piers, substrutures.

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire**.**
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles**.**
E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
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.
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.
13T15s : treize (13) torons de 15.7 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE: 1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART 2

I.1.1 Histoire des ponts avant J.C 2

I.1.2 Evolution des ponts durant l'histoire: 2

I.2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS 4

I.2.1 Problématique 4

I.2.2 Dommage sismique des ponts 5

I.2.2.1 Echappement du tablier de ses appuis 5

I.2.2.2 Rupture fragile des piles 7

I.2.2.3 Endommagement des Culées 8

I.2.2.4 Appuis et joints de chaussée 9

CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

II.1 ntroduction 11

II.2 CLASSIFICATION DES PONTS 11

II.3 DONNEES DU PROJET 12

II.4 OBSTACLE A FRANCHIRE 12

II.5 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE 13

II.6 DONNEES DU PROJET 13

II.6.1 Données fonctionnelles 13

II.6.2 Données naturelle 15

II.7 Conclusion 17

CHAPITRE III: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION 18

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 18

III.2.1 Variante 1 : Pont à poutre précontrainte type VIPP 18

III.2.1.1 Conception longitudinale 19

III.2.1.2 Conception transversale 19

III.2.2 Variante 2: Pont voussoirs en béton précontrainte construit par encorbellement successif et coulée sur place 20

III.2.2.1 Conception longitudinale 20

III.2.2.2 Conception transversal 21

III.2.3 Variante 3 : Pont mixte bipoutre 22

III.2.3.1 Conception longitudinale 23

III.2.3.2 Conception transversale 23
III.2.3.3 Conception des poutres principales 23
III.2.3.4 Conception des pièces de pont 23
III.2.3.5 Choix de la nuance d'acier 24
III.2.3.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique 24
III.3 ANALYSE MULTICRITERES 24
III.4 Devis estimatif et quantitatif des trois variantes 26
III.5 Conclusion 29
CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL
IV.1 INTROCUTION 30
IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 30
IV.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 30
IV.3.1 Béton 30
IV.3.2 Armature 31
IV.3.3 Contrainte admissible 31
IV.3.3.1 Béton 31
IV.3.3.2 Armatures 32
IV.4 EVALUATION DES ACTION 33
IV.4.1 Action hors trafic 33
IV.4.1.1 Action permanentes 33
IV.4.1.2 Action thermique 35
IV.4.2 Action due au trafic 35
IV.4.2.1 Système de charge à considérée 35
IV.4.2.2 Caractéristiques du pont 35
IV.4.2.3 Système de charge A 36
IV.4.2.4 Système de charge B 37
IV.4.2.5 Système de charge Mc120 42
IV.4.2.6 System de charge D240 44
IV.4.2.7 Efforts de freinage 45
IV.5 CONCLUSION 45
CHAPITRE V: REPARTITION TRANSVERSAL DUE AU SURCHARGES
V.1 INTRODUCTION 46
V.2 PARAMETRES DE CALCUL 46
V.2.1 Définition des paramètres de calcule 46
V.2.2 Calcule des paramètres « θ » et « α » 47

V.3 REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT 49
V.3.1 Tableau des moments fléchissant pour x = 0.5L 49
V.3.2 Calcule du coefficient de répartition transversal « Kα » 50
V.3.3 Valeurs des moments fléchissant réel due aux surcharges a (X= 0.5L) 56
V.4 COMBINAISON DES EFFORTS 56
V.5 ETUDE COMPARATIVE 56
V.6 CONCLUSION 57

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1 INTRODUCTION 58
VI.2 APPLICATION DE LA PRECONTRAINTE A NOTRE PROJET 58
VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 59
VI.3.1 Caractéristiques géométriques de la poutre 59
VI.3.2 Caractéristiques du béton : 59
VI.3.3 Les résultats des moments et efforts tranchants tirés de logiciel (Robot) 59
VI.3.4 L'effort minimale de la précontrainte 60
VI.3.5 Détermination du nombre de câbles 61
VI.3.6 A mi-travée 61
VI.3.7 A l'about 61
VI.3.8 Pré-vérification de la précontrainte 62
VI.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 64
VI.4.1 Principe 64
VI.4.2 Détermination du tracé 64
VI.5 CALCUL DES PERTES 68
VI.5.1 Pertes de tension instantanées 68
VI.5.1.1 Perte de tension par frottement 68
VI.5.1.2 Perte de tension par recul de l'ancrage 69
VI.5.1.3 Perte de tension par déformation instantanée du béton 70
VI.5.2 Perte de tension différées 70
VII.5.2.1 Perte de tension due au retrait du béton 71
VII.5.2.2 Perte de tension due au fluage du béton 71
VII.5.2.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles : 72
VI.5.3 Récapitulation 72
VI.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES 73
VI.6.1 Sections de vérification 73

VI.6.2 Limitation des contraintes....73
VI.6.3 Caractéristiques nettes des sections de calcul....74
VI.6.4 Justification de la poutre à l'ELS....74
VI.6.5 Justificatif de la poutre a l'ELU....77
VI.7 Armatures des zones tendues....79
VI.8 calcul justificatif en sections particulieres....80
VI.8.1 Etude de la zone d'about....80
VI.9 Etude de la zone d'appui....84
VI.10 Conclusion....86
CHAPITRE VII: ETUDE DE LA DALLE
VII.1 INTRODUCTION....87
VII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES....87
VII.3 Flèche due au poids propre....87
VIII.3.1 Contre flèche de précontrainte....88
VIII.3.2 Flèche maximale à ELS....88
VIII.3.3 Flèche totale....89
VII.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE....89
VII.4.1 Principe de ferraillage....89
VII.4.2 Evaluation des efforts....90
VII.4.3 Ferraillage....91
VII.4.3.1 Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)....91
VII.4.3.2 Ferraillage nappe inférieure....92
VII.4.3.3 Cadres transversales (Effort tranchant)....92
VII.5 ETUDE DE L'HOURDIS....92
VII.6 Ferraillage....95
VII.6.1 Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)....95
VII.6.2 Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée)....95
VII.7 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES....96
VII.7.1 Armature de peau....96
VII.7.2 Ferraillage minimal....96
VII.8 CONCLUSION....97
CHAPITRE VIII: ETUDE SISMIQUE
VIII.1 INTRODUCTION....98
VIII.2 APPAREIL D'APPUI....98

VIII.2.1 Choix de type d'appareil d'appui 98
VIII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B 98
VIII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K 100
VIII.4 ETUDE SISMIQUE 102
VIII.4.1 La méthode monomodale 102
VIII.4.1.1 Evaluation d'efforts sismiques longitudinaux 103
VIII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversal 105
VIII.4.1.3 Séisme vertical 106
VIII.4.2 Combinaison des efforts 106
VIII.4.3 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 106
VIII.4.3.1 Résistance à la compression 107
VIII.4.3.2 Stabilité au flambement 107
VIII.4.3.3 Limitation de la distorsion 107
VIII.4.3.4 Condition de non-glissement 108
VIII.5 DES D'APPUIS 108
VIII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis 109
VIII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis 109
VIII.5.3 Les plaques de fixation 110
VIII.6 PLOT PARASISMIQUE 110
VIII.7 JOINT DE CHAUSSEE 111
VIII.7.1 Calcul de souffle 111
VIII.7.2 Type de joint 112
VIII.8 CONCLUSION 112
CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
IX.1 INTRODUCTION 113
IX.2 ETUDE DE LA PILE 113
IX.2.1 Conception de la pile (suivant le guide SETRA) 113
IX.2.2 Etude des fondations 114
IX.2.2.1 Etude des pieux 114
IX.2.2.2 Ferraillage de la semelle 116
IX.2.3 Etudes des futs 117
IX.2.4 Etude du chevêtre 119
IX.2.4.1 Dimensionnement à la flexion 120
IX.2.4.2 Dimensionnement à la torsion 121
IX.3 ETUDE DE LA CULEE 123

IX.3.1 Predimensionnemet de la culée 123
IX.3.2 Descente des charges 124
IX.3.3 Combinaison des efforts 125
IX.3.4 Ferraillage des éléments de la culée 126
IX.3.4.1 Mur frontal 126
IX.3.4.2 Mûr garde gréve 127
IX.3.4.3 Dalle de transition 129
IX.3.4.4 Semelle sur pieux 130
IX.3.4.5 corbeau d'appui 131
IX.3.4.6 Mur en retour 132
IX.4 CONCLUSION 135
CONCLUSION GENERALE 136

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

ANNEXE B. MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

ANNEXE C. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

ANNEXE D. FERRAILLAGE

ANNEXE E. TABLEAUX EXCEL

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. 6

Figure I.2 : Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999. 6

Figure I.3 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995. 7

Figure I.4 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. 8

Figure I.5 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. 8

Figure I.6 : Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000). 9

Figure I.7 : Pont – poutre avec une structure porteuse continue de 657m de long et appui longitudinal fisse sur la culée, à gauche sur l'image 9

CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1: Vue en plan 12

Figure II. 2: Tracée en plan 13

Figure II. 3: Profil en long 14

Figure II. 4: Profil en travers 14

Figure II. 5: Zone sismique 15

CHAPITRE III: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III. 1: Pont a poutre 18

Figure III. 2: Découpage d'un pont voussoir 20

Figure III. 3: différents éléments a dimensionnées 21

Figure III. 4: Pont mixte 22

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV. 1:La longueur de la poutre 33

Figure IV. 3:Système de charges Bc 38

Figure IV. 4:Positionnement de la résultante des charges. 40

Figure IV. 5: Système de charge Bt 41

Figure IV. 5: Convoi de charge Mc120. 43
Figure IV. 6: Convoi de charge Mc120. 44

CHAPITRE V: REPARTITION TRANSVERSAL DUE AU SURCHARGES

figure V. 1: Position transversal des poutres 46
figure V. 2: Poutre équivalente 49
figure V. 3: Lignes d'influence des Poutres.....54

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI. 1: Les contraintes admissibles de traction et compression du béton.....62
Figure VI. 2: Géométrie des câbles.....64
Figure VI. 3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte 64
Figure VI. 4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage 65
Figure VI. 5: Trajectoire des câbles.....66
Figure VI. 6: L'angle de déviation des câbles 66
Figure VI. 7: Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....68
Figure VI. 8: Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue. 79
Figure VI. 9: Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage 80
Figure VI. 10: Dimensions du prisme.....81
Figure VI. 11: Section équivalente de la poutre. 82
Figure VI. 12: Rupture de la bielle et du coin inférieur.....85
Figure VI. 13: Représentation de la bielle d'about 85

CHAPITRE VII: ETUDE DE LA DALLE

Figure VII.1 : Vue en 3D du tablier de pont. 87
Figure VII.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre. 87
Figure VII.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 88
Figure VII.4 : Flèche max de la poutre à ELS. 88
Figure VII.5 : Positions des vérins. 90
Figure VII.6 : Modélisation de l'entretoise. 90
Figure VII.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise. 90
Figure VII.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise. 91
Figure VII.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise. 91

Figure VII.10 : Ferraillage de l'entretoise. 92
Figure VII.11 : Moment Max- Dalle à ELU. 93
Figure VII.12 : Effot tranchant Max- Dalle à ELU. 94
Figure VII.13 : Moment Max- Dalle à ELS. 94
Figure VII.14 : Effot tranchant Max- Dalle à ELS. 94
Figure VII.15 : Ferraillage de l'hourdis. 96
Figure VII.16 : Ferraillage de la poutre. 97

CHAPITRE VIII: ETUDE SISMIQUE

Figure VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui. 100
Figure VIII.2 : Dimensions du dé d'appui. 109
Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui. 110
Figure VIII.4 : Joint de chaussée. 111

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX. 1: Pré-dimensionnement de la pile 113
Figure IX. 2: Ferraillage des pieux 115
Figure IX. 3: Méthodes des bielles sur semelle 116
Figure IX. 4: ferraillage de la semelle 117
Figure IX. 5: Ferraillage des fût 119
Figure IX. 6: Modélisation du chevêtre 119
Figure IX. 7: Moment maximaux sur chevêtre à ELS 120
Figure IX. 8: Moment maximaux sur chevêtre à ELU 120
Figure IX. 9: Effort tranchant maximal à ELU 121
Figure IX. 10 : Torsion du chevêtre 122
Figure IX. 11: Pré-dimensionnement de la culée 124
Figure IX. 12: Moment Myy G + 1.2Qp 132
Figure IX. 14: Moment Mxx G + 1.2Qp 133
Figure IX. 13:Moment Myy G + St 133
Figure IX. 15: Moment Mxx G + St 133
Figure IX. 16: Ferraillage de la culée 135

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

Tableau II. 1: Classement des pont 15
Tableau II. *2*: Valeur du coefficient d'accélération 16

CHAPITRE III: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III. 1: Predimensionnement de la première variante 19
Tableau III. 2: Predimensionnement de chaque type de voussoir 20
Tableau III. 3: Predimensionnement de la deuxième variante 22
Tableau III. 4: Predimensionnement de la troisième variante 23
Tableau III. 5: Predimensionnement des entretoises 24
Tableau III. 6: Les avantages et les inconvénients de chaque variante 25
Tableau III. 7: Devis estimatif de la première variante 26
Tableau III. 8: Devis estimatif de la deuxième variante 27
Tableau III. 9: Devis estimatif de la troisième variante 28

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau IV. 1: Résistance en compression et en traction 30
Tableau IV. 2: Contraintes limites 32
Tableau IV. 3: Contrainte admissible de traction des armatures passives 32
Tableau IV. 4:Limitation des contraintes des sections en B.P 33
Tableau IV. 5: Poids total du tablier 35
Tableau IV. 6:Coefficient a1 36
Tableau IV. 7:Valeur de la charge A(l) 37
Tableau IV. 8:Valeur de bc 38
Tableau IV. 9:Valeur de Bc par nombre de voie chargées 38
Tableau IV. 10:Valeur de coefficient de majoration 39
Tableau IV. 11:Répartition des charges 39
Tableau IV. 12:Valeur des réactions sur chaque voie 39
Tableau IV. 13:Valeur du moment par voie chargée 40
Tableau IV. 14:Valeur de Bt par voie chargée 41
Tableau IV. 15:Valeur du coefficient de majoration 42
Tableau IV. 16:Moment fléchissant sous charge Bt 42
Tableau IV. 17:Effort de freinage de A(L) 45

CHAPITRE V: REPARTITION TRANSVERSAL DUE AU SURCHARGES

Tableau V. 1: Moment fléchissant x = 0.5L 50
Tableau V. 2: Valeur de K0 pour θ = 0.60 51
Tableau V. 3: Valeur de K1 pour θ = 0.60 51
Tableau V. 4: Valeur de K0 pour θ = 0.65 51
Tableau V. 5: Valeur de K1 pour θ = 0.65 52

Tableau V. 6: Valeur de K0 pour θ = 0.62 52
Tableau V. 7: Valeur de K1 pour θ = 0.62 53
Tableau V. 8: Valeur de Kα Pour θ = 0.62 et α = 0.21 53
Tableau V. 9: Valeur de Kα pour chaque poutre 54
Tableau V. 10:Valeur de Kα moyenne 55
Tableau V. 11:Valeur réel des moments fléchissant 55
Tableau V. 12:Combinaison de charges des moments fléchissant 56
Tableau V.13: Etude comparative entre étude manuelle et automatique 56

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI. 1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (L/2). 59
Tableau VI. 2: Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes 63
Tableau VI. 3: Résultats de vérifications des contraintes 63
Tableau VI. 4: Tracé des câbles: 66
Tableau VI. 5: Caractéristiques du tracé des câbles 67
Tableau VI. 6: Valeurs des pertes dues aux frottements 69
Tableau VI. 7: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage 69
Tableau VI. 8: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton 70
Tableau VI. 9: Pertes due au fluage 71
Tableau VI. 10: Sections de vérification 73
Tableau VI. 11: Limitation des contraintes (j = 7jours) 73
Tableau VI. 12: Limitation des contraintes (j > 28 jours) 74
Tableau VI. 13: Caractéristiques nettes des sections de calcul 74
Tableau VI. 14: Caractéristiques de chaque phase de vérification 75
Tableau VI. 15: Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2 75
Tableau VI. 16: Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4 76
Tableau VI. 17: résultats de calcul de la somme des Pcos α 77
Tableau VI. 18: Vérification des contraintes tangentielles 77
Tableau VI. 19: Détermination de l'angle βu 78
Tableau VI. 20: Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues. 79
Tableau VI. 21: Vérification de la contrainte de traction 81
Tableau VI. 22: Vérification de la contrainte de compression 82
Tableau VI. 23: Contraintes de compression et de cisaillement 83
Tableau VI. 24: Effort tranchant Vx en fonction de t 83
Tableau VI. 25: Récapitulation du ferraillage de la zone d'about 84

CHAPITRE VIII: ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui. 100
Tableau VIII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis. 101
Tableau VIII.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis. 101
Tableau VIII.4 : Masse totale du tablier. 102
Tableau VIII.5 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 104
Tableau VIII.6 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. .. 105
Tableau VIII.7 : Combinaison des efforts. 106

Tableau VIII.8 : Modèles des joints Wd. 112

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX. 1: Implantation des piles 114
Tableau IX. 2: Efforts combinées maximaux sur pile 114
Tableau IX. 3: Rmax et Rmin pour les combinaisons les plus défavorables 114
Tableau IX. 4: Efforts combinées maximaux sur pile 118
Tableau IX. 5: Moment maximaux sur chevêtre à ELS et ELU 121
Tableau IX. 6: dimension et rôle des diffèrent élément de culée 124
Tableau IX. 7: Evaluations des efforts statique de la culée 124
Tableau IX. 8: combinaison des effort a ELS 125
Tableau IX. 9: Combinaison des effort a ELU 126
Tableau IX. 10: Evaluations des efforts statique sur mûr frontal 126
Tableau IX. 11: Sollicitations sur mur frontal 129

INTRODUTION

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance et de grande taille permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Plusieurs ouvrages sont édifiés de nos jours pour permettre des communications routières, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels). Également, ces ouvrages peuvent être des dispositifs de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (mers et océans) (exemples de murs, de tranchées couvertes, de digues) ou bien de dispositifs de transition entre plusieurs modes de transports (les quais et autres ouvrages portuaires).

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. Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un viaduc n°103 courbé d'une longueur de 287.87 m situé à EL EULMA.

Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail. Cette mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.

- La deuxième partie a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.

- La partie qui suit fait l'objet d'une étude détaillée de la superstructure.

- La dernière partie a été consacrée à l'étude sismique et de l'infrastructure.

- Une conclusion générale qui mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART

Dans le domaine du génie civil, un ouvrage d'art est un ouvrage spécial en opposition à un bâtiment, par exemple. Il permet en effet à une voie de communication, route, ligne de chemin de fer, canal de franchir un obstacle.

Le XIXème siècle est une époque extrêmement féconde pour les ouvrages d'art. En effet, le développement progressif des réseaux de communication (routes, canaux, chemins de fer) a profondément modifié les paysages et a tissé en moins d'un siècle une véritable toile dense, qui couvre tout le territoire.

Afin de remédier aux obstacles naturels tels que les montagnes, les cours d'eau, les vallées, le pont est apparu comme un outil suprême. Dans un premier temps, les ponts liés au réseau routier se sont multipliés. Puis, à partir du milieu du XIXème, les ponts liés au réseau ferroviaire se sont développés, ils se sont avérés plus nombreux et plus importants que les précédents.

Les matériaux utilisés pour la construction des ponts ont évolué au cours du siècle allant du bois au métal en passant par la pierre, la brique, le fer, la fonte... C'est sur les ouvrages d'art que les ingénieurs ont pu appliquer des nouvelles techniques et des nouveaux matériaux qu'ils adapteront ensuite aux bâtiments.

L'étude du comportement sismique des ponts représente un sujet de discussion très important, ce chapitre vise essentiellement dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages ordonnées des ponts à poutres. Il est montré comment on peut prévenir au mieux ces dommages.

I.1.1 Histoire des ponts avant J.C

1150 avant J.C : le premier pont véritable était jeté sur l'Euphrate (Asie occidentale) ; long de 200 m il était fait de bois et de pierre.
600 avant J.C : construction probable du premier pont à arche de maçonnerie (Salario) sur l'Anion. En Italie.
480 avant J.C : premier pont de bateaux construit par Xerxès d'une rive à l'autre de l'Hellespont.
1200 avant J.C : premier pont en bois suspendu sur la Reuss, en Suisse.
1264 avant J.C : construction à Venise, du premier pont en partie ouvrable.
1741 avant J.C : premier pont suspendu à chaînes, sur le Tees, en Angleterre.
1777 avant J.C : premier pont métallique (en fonte) sur le Servern, en Angleterre.
1887 premiers ponts en béton armé sur le Rhin à Mulhouse.

I.1.2 Evolution des ponts durant l'histoire:

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C. César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C. Trajan, empereur romain, fit construire un pont de m sur le Danube, en 105 après J.-C. Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu' au XVIIe siècle. C'était un matériau très courant, simple à travailler, mais aux caractéristiques mécaniques limitées,

sensible aux incendies et aux intempéries. C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu' à la fin du XIXe siècle. La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres. Le pont de la Chapelle à Lucerne (Suisse), Cahors, pont Valentré achevé en construit en 1365.

Evolution des ponts durant l'histoire L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères. L'un des grands ingénieurs français de cette époque est Alexandre Gustave Eiffel. Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres. Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884 avec une portée de 165 mètres. Les techniques de fabrication de l'acier évoluent rapidement de même que les modes d'assemblages. Les éléments métalliques étaient assemblés par rivetage et plaques couvre-joint. Ce mode d'assemblage s'avère long et cher. Une autre méthode est alors mise au point et en œuvre : l'assemblage par soudure. C'est actuellement le procédé le plus utilisé. Toutefois des assemblages par boulons (vis et écrou) sont effectués pour certains éléments.

Evolution des ponts durant l'histoire Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les ponts suspendus, les piles étant en maçonnerie ou en acier, le tablier métallique suspendu par des câbles d'acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable. Le Golden Gâte Bridge à San Francisco (ÉtatsUnis), commencé en 1917 et achevé en Il mesure 1970m de long, la distance entre les deux tours principales est de 1280m et leur hauteur de 230 m au-dessus du niveau de l'eau. Le pont de Brooklyn (États-Unis), long de deux kilomètres et d'une portée principale de 487 m. Il a été inauguré en 1883, après 14 ans de travaux. Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en Il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608 mètres.

Evolution des ponts durant l'histoire La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu' à la fin du XIXe siècle. La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres. Paris, Pont Neuf achevé en 1606 C est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de pont apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m. Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m, début de la construction en 1928 et inauguré en 1930.

Evolution des ponts durant l'histoire C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet, met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction. Pont de Luzancy sur la Marne, commencé en 1941 et inauguré en Pont à béquilles d'une portée de 55 m. C'est l'un des premiers grands ouvrages de Eugène Freyssinet en béton précontraint. Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction a été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères. Pont de l'Île de Ré, inauguré en La longueur totale de l'ouvrage est de 2927 m, avec des portées de 110 m. Viaduc de Nantua, ouvrage sur l A40, inauguré en 1988.

Evolution des ponts durant l'histoire Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants. Pont de Normandie, pont à haubans d'une longueur totale de 2141 m, avec une portée centrale de 856 m. Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m, avec des portées de 204 m et 342 m. Pont de Rion-Antirion en Grèce, mis en service en 2004, d'une longueur totale de 2880 m, avec des portées de 286 m et 560 m. Un des grands projets en cours est le pont de Messine, pont suspendu, reliant la Sicile et l'Italie. Sa longueur totale sera de 5070 m avec une portée principale de 3300 m. Il a été calculé pour résister à des vents de 215 km/h et un séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter. Sa construction a commencé en 2006 et sa mise en service est prévue en 2012.

I.2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

I.2.1 Problématique

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Or, le risque associé aux sollicitations sismiques est particulièrement élevé dans quelques régions en Algérie. Ce risque représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme, donc il est indispensable de connaître les zones de forte sismicité en Algérie, et la classification des ponts selon leurs importances, ainsi les types des endommagements dus au tremblement de terre qu'ils touchent les différents éléments du pont. Ces connaissances ont permis de faire une bonne conception parasismique et minimisé les risques car il n'y a pas de protections absolues et de risque « nul », mais une protection relative et un risque «acceptable».

La conception des ponts est une partie d'art, l'aspect le plus significatif du génie civil. Il est la partie la plus importante, parce qu'elle donne au concepteur le droit pour démontrer leur imagination, innovation, et exploration. Mais la question qui se pose du concepteur: quelle est la conception la plus fidèle d'un pont et comment la faire en réalité ?

L'importance des problèmes de l'analyse conceptuelle des ponts ne peut pas être assez fortement accentuée. Le concepteur doit premièrement visualiser et imaginer le pont dans l'ordre de déterminer ses fondamentales fonctions et performances.

La conception des ponts est un problème d'engineering complexe. Le processus de conception inclus des considérations d'autres facteurs importants, tels que, le choix du système de pont, matériaux, dimensions, fondations, esthétique. Pour investir ces issues et arriver à la meilleure solution.

I.2.2 Dommage sismique des ponts

Contrairement aux bâtiments où la modélisation peut se faire à l'aide d'une console verticale avec des masses concentrées au niveau des planchers, les ponts présentent la particularité d'un tablier reposant sur des appuis multiples, de rigidités différentes, et où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui relatif aux forces sismiques (Corfdir et al. 2000).

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale peut en général être absorbée sans problème, car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile). L'excitation horizontale, par contre, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que celle dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts - poutres.

En raison de la nature oscillatoire des actions sismiques, les différentes piles et culées d'un pont bougent de manière non synchrone ; cela signifie que la distance entre les différents appuis du pont augmente ou diminue périodiquement. Les séismes peuvent provoquer dans le sol des tassements, des glissements ou des liquéfactions qui peuvent conduire à la ruine des fondations des piles et des culées.

Les tremblements de terre ne constituent pas une ' charge extérieure ', ils sollicitent les ponts à travers les mouvements de sol. Les déplacements des fondations ne créent de sollicitations qu'en fonction de la réponse de l'ouvrage aux déformations qu'il va subir à cause de son inertie, c-à-d en fonction de ses masses, de sa rigidité et de son amortissement.

Le mécanisme de résistance de l'ouvrage à toute action dynamique est fondé sur la capacité d'absorber l'énergie induite par sa réponse. Or l'importance des déformations y joue évidemment un rôle aussi décisif que celui des efforts.

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'étirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre.

I.2.2.1 Echappement du tablier de ses appuis

Le cas typique de dommage aux ponts à poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure IX.1, prise après le tremblement de terre de Kobe

au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes (figure IX.2). Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées, aux articulations ou aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (figure IX.1). La figure IX.3 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.



Figure I.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Les déplacements relatifs des tabliers et des appuis généralement sont causés par :

- Déplacement important des appareils d'appui et échappement d'appui
- Déplacement des appuis (piles, culées),
- Déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles.



Figure I.2 : Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999.

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé.

Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui (figure IX.3), le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.



Figure I.3 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995.

I.2.2.2 Rupture fragile des piles

Le deuxième cas typique de dommage aux ponts - poutres est l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, respectivement un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale (figure IX.4). La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal. Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique.

Généralement les ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité ou de confinement du béton peuvent être causées par (voir la figure IX.4) :

- Longueurs d'ancrage insuffisantes.
- Longueurs de recouvrement des aciers insuffisantes.
- Flambement des aciers longitudinaux.



Figure I.4 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

- Rupture par manque de confinement.
- Rupture des zones d'encastrement.
- Rupture par flexion ou par effort tranchant.



Figure I.5 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger, car d'une part en raison de leur grande rigidité elles encaissent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement (figure IX.5).

I.2.2.3 Endommagement des Culées

L'opposition des forces de poussée dynamique des terres et de chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (figure IX.6). Notons que plus la hauteur des remblais est grande, plus la culée est vulnérable vis-à-vis des effets de la poussée dynamique des terres.



Figure I.6 : Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000).

I.2.2.4 Appuis et joints de chaussée

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui.

Des dégâts majeurs ont également été observés dans le cas d'appuis dimensionnés spécialement pour les forces sismiques horizontales sur les appuis. La figure IX.7 montre un pont à poutre à plusieurs travées d'un tronçon d'autoroute non encore ouvert à la circulation après le tremblement de terre d'Ombrie en Italie en 1997. La poutre continue était liée par un appui longitudinal fixe à la culée (à gauche sur la figure IX.7). Après le tremblement de terre, les tirants de Ø 50 mm ont presque été arrachés de leur ancrage via une plaque bétonnée scellée contre la culée.



Figure I.7 : Pont – poutre avec une structure porteuse continue de 657m de long et appui longitudinal fisse sur la culée, à gauche sur l'image

Il y a aussi d'autres problèmes liés aux sols de fondations ou aux remblais d'accès, par exemple :

- Liquéfaction des sols et phénomènes associés (perte de résistance des couches, étalement latéral, tassements post-sismiques, etc.).

- Augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction ou à la perte totale de réaction du sol en cas de liquéfaction, ou à des déformations imposées par le passage des ondes.

- Tassements excessifs en raison de la densification ou de la dégradation des propriétés cycliques des sols.

- Effets induits : glissements de terrain, éboulements, rupture de failles sismotectoniques actives.

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Il faut donc prévoir, indépendamment du dimensionnement parasismique des appuis, des mesures de sécurisation contre la chute.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1 NTRODUCTION

Le Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points.

En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc.

Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grand hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus important pour un ingénieur.

La démarche de conception d'un pont consiste à faire des données au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

Donc il faut des reconnaissances sur le site de l'ouvrage l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles
(La topographie – l'hydrologie – la géotechnique- les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont).

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données.
Ces données sont de deux types :

-Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.

-Les données fonctionnelles de l'ouvrage : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires…).

II.2 CLASSIFICATION DES PONTS

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

- **Classification selon la voie Portée**

- Pont routier
- Pont-rail ou pont ferroviaire
- Passerelle
- Pont-canal

➢ **Classification selon la structure**

- Les ponts suspendus
- Les ponts à haubans
- Les ponts en arc
- Les ponts à voute
- Les ponts à poutres
- Les ponts Voussoir par encorbellement successive

II.3 DONNEES DU PROJET

➢ **Situation du projet**

Notre viaduc V103.1 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Eulma. Le Viaduc 103.1 commence au PK: 103+133.985

La ligne d'environ 286 m s'achève au PK: 103+421.857



Figure II. 1: Vue en plan

II.4 OBSTACLE A FRANCHIRE

L'axe du viaduc franchisse :

- Oued Laâlache au PK 103+169.120
- La RN77

II.5 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE

- Longueur : 286 m
- Largeur du tablier : 13.25 m
- Pente Transversal : 2.5%

II.6 DONNEES DU PROJET

II.6.1 Données fonctionnelles

➢ **Tracée en plan**

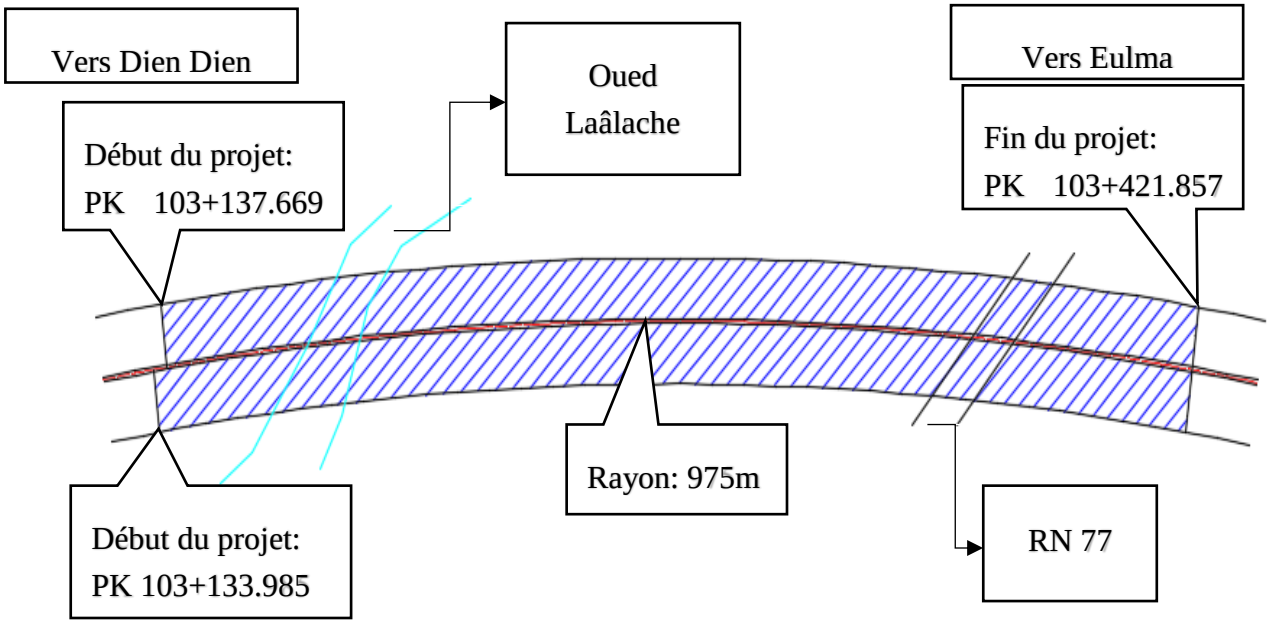


Figure II. 2: Tracée en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les cordonnées caractéristiques de ces points.

➢ **Profil en Long**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation de tracée en plan. Longitudinalement, le tracée de la voie routière présente une pente qui varie entre 0.5% et 5.5%

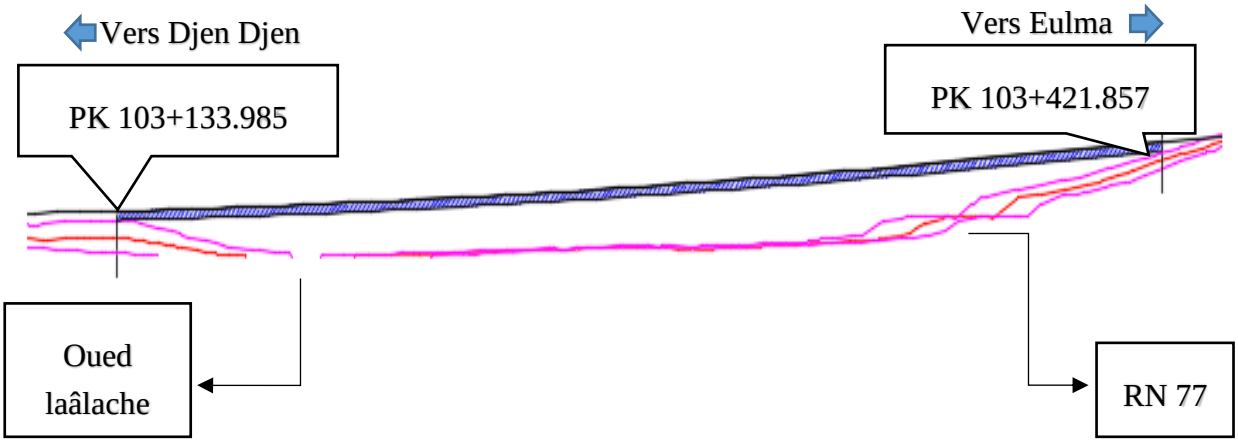


Figure II. 3: Profil en long

- **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 :

- La largeur totale du tablier : 13.25 m
- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m
- Bande d'arrêt d'urgence de 1 m
- Une sur-largeur de 0.5 m
- Une barrière de 0.75 m
- Une barrière de 0.5 m
- Un devers de 2.5 %

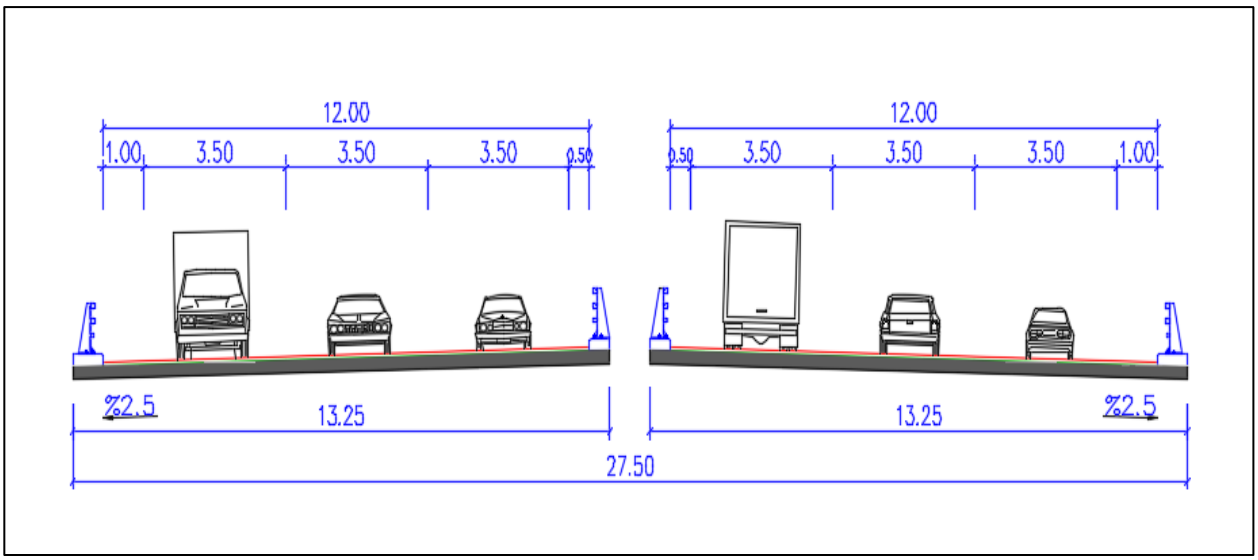


Figure II. 4: Profil en travers

II.6.2 Données naturelle

- **Topographie**

La visite du site effectuée par l'équipe de projet nous a permet de conclure que la topographie du site présente un terrain vallonné.

- **Sismicité**

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

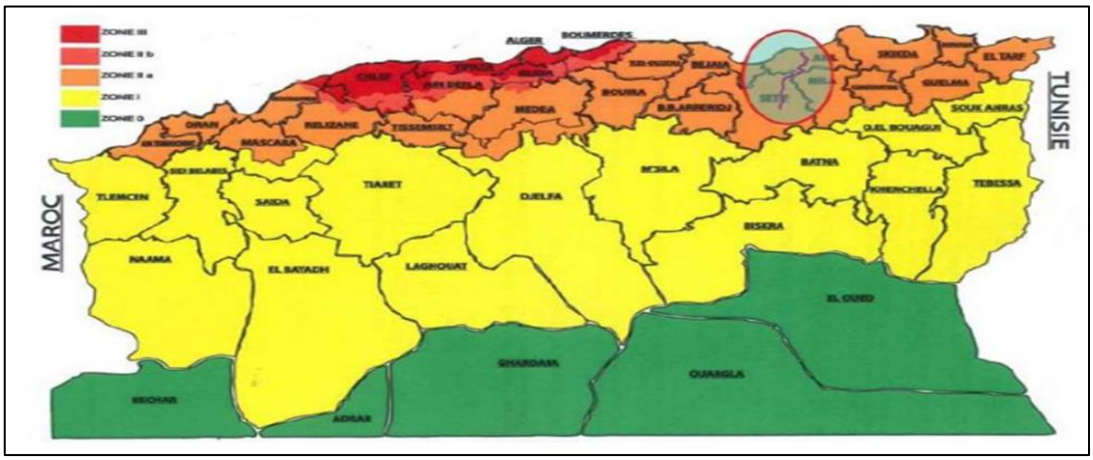


Figure II. 5: Zone sismique

Notre projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne).

Concernant le classement, les liaisons autoroutières appartiennent au groupe 2 (pont important)

Tableau II. 1: Classement des pont

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Sétif (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

Tableau II. 3: Valeur du coefficient d'accélération

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

- **Température**

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- La température varie généralement de +35°C et -15°C.

- **Vent**

Les efforts engendres sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statique appliquées aux surfaces frappées. D'après le RCPR on prendre une surcharge du vent qui vaut :

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en service.
- 1.25KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

- **Géotechnique**

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.
Pour notre cas, l'étude géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

- **Hydrologique**

- Hauteur critique : 6.5 m
- Cote critique : 850.20 m

- Cote sommet : 845.70 m
- Cote fond : 843.70 m

II.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté toutes les données fonctionnelles et naturelles ainsi que les obstacles franchissent par notre ouvrage pour pouvoir réaliser la meilleure conception adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

C'est une opération dans laquelle interviennent de nombreux paramètres qui fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- La portée
- L'élancement possible
- Les obstacles à franchir
- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers)
- L'emplacement possible des appuis
- Les condition topographique, géotechnique et hydrologique
- Les condition d'exécution et d'accès à l'ouvrage
- Le bilan économique
- L'esthétique

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 1 : Pont à poutre précontrainte type VIPP

Les ponts à poutre précontrainte type VIPP représente la solution la plus simple et la plus fréquente grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

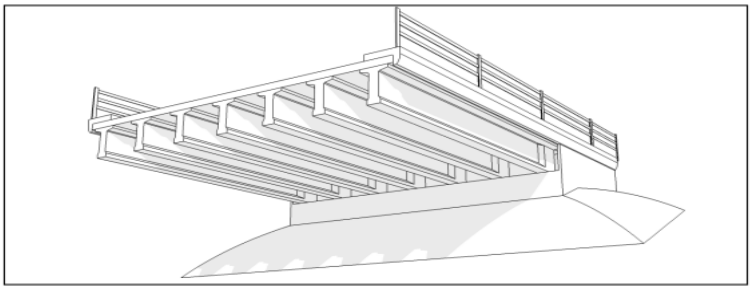


Figure III. 1: Pont a poutre

III.2.1.1 Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 7 travées équidistantes de 40m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 280m.

III.2.1.2 Conception transversale

Le pre-dimensionnement a ete fait a l'aide du guide de conception SETRA

Tableau III. 1: Predimensionnement de la première variante

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/20 < H_p < L/17$	200 cm
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	225 cm
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	168 cm
Nombre des poutres	$N= La / \lambda$	8
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	120 cm
Épaisseur de la table de compression	10 cm $\leq e_1 \leq 15$ cm	15 cm
La largeur du talon	40 cm $\leq L_t \leq 60$ cm	60 cm
Épaisseur du talon	10 cm $\leq E_t \leq 20$ cm	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mitravée	18 cm $\leq b_0 \leq 25$ cm	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Gousset du talon à l'appui	$45° \leq \alpha \leq 60°$	60°
Gousset de la table de compression à l'appui à l'appui	$45° \leq \alpha \leq 60°$	60°
Entretoise d'about	/	30×160 cm^2

III.2.2 Variante 2: Pont voussoirs en béton précontrainte construit par encorbellement successif et coulée sur place

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

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

III.2.2.1 Conception longitudinale

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur constante coulés sur place composé de quatre (4) travées principales de 55 m et deux travées de rives de 32.65 m qui nous donne une longueur totale de 287.3 m.

- **Découpage des voussoirs**

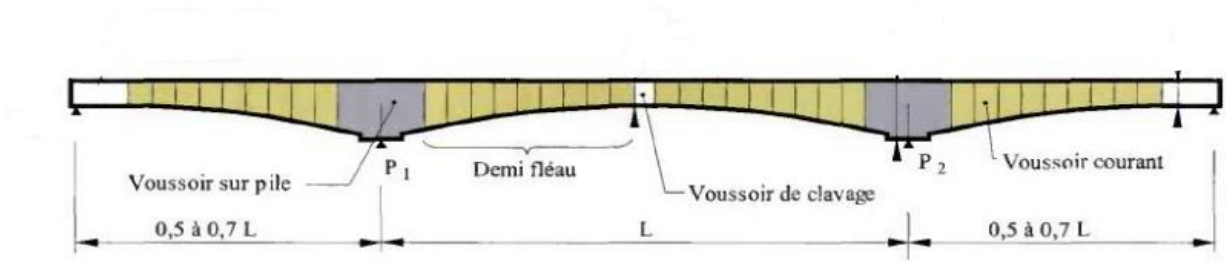


Figure III. 2: Découpage d'un pont voussoir

Selon le guide SETRA, pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue trois (3) types de voussoirs :

Tableau III. 2: Predimensionnement de chaque type de voussoir

Type de voussoirs	description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 6 et 10 m.	6
Voussoirs de clavage	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	2.1
Voussoirs Courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	3.35

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 85**

- 5 voussoirs sur pile

- 6 voussoirs de clavage
- 72 voussoirs courants
- 2 voussoirs sur culée

III.2.2.2 Conception transversal

- **Choix du type de voussoir**

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

- **Pré-dimensionnement du voussoir**

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrais du guide SETRA.

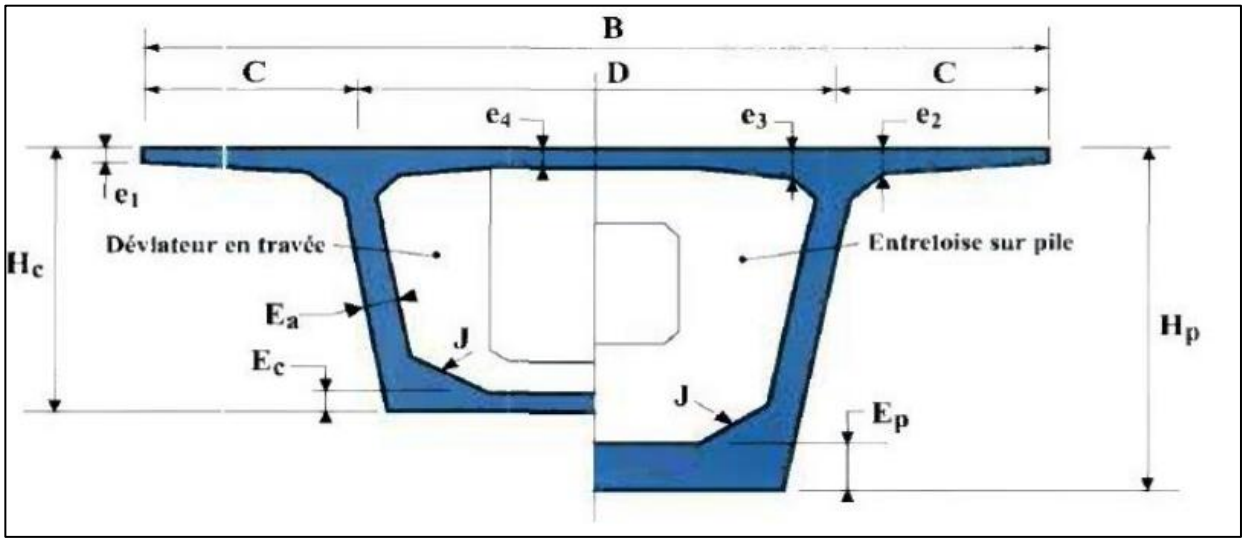


Figure III. 3: différents éléments a dimensionnées

Tableau III. 3: Predimensionnement de la deuxième variante

Eléments	Formule/Intervalle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$L / 25 \leq H \leq L / 20$	220 cm
Largeur du voussoir	B	132.5 cm
C	B / 4	331 cm
D	B - 2C	663 cm
e_1	$e_1 \geq 20$ à 25 cm	25 cm
e_2	$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7$ cm ; $D' = C - E_a/2$	41 cm
e_3	$e_3 \geq D/25$	30 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10°
E_a	$E_a \geq 0.26 + L / 500$	0.38 m
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	0.30 m
Goussier sup	$30° \leq \alpha \leq 45°$	35°
Goussier inf	$40° \leq \alpha \leq 45°$	40°

III.2.3 Variante 3 : Pont mixte bipoutre

Les ponts mixtes comportent des éléments structurels en acier et en béton armé, leur tablier est composée d'une dalle en béton simplement armé et deux (2) poutre principales (profilé en I type PRS) reliée par des entretoises.

Ces ouvrages peuvent être projeté dans des situation très diverses pour des portés principaux allant de 30 à 130 m.

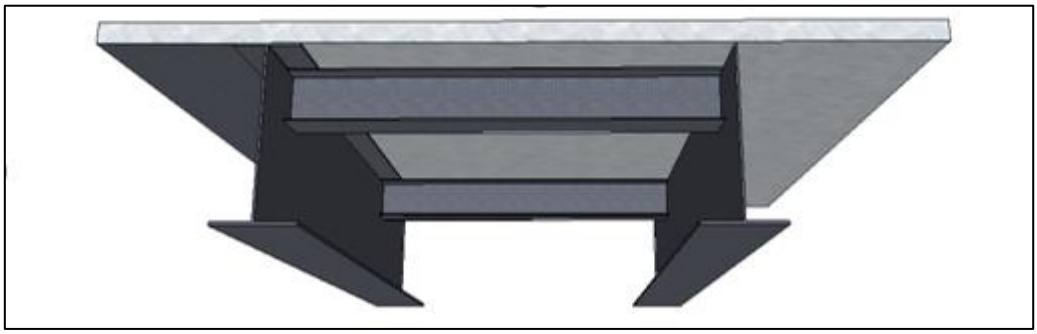


Figure III. 4: Pont mixte

III.2.3.1 Conception longitudinale

Pour les ponts mixtes bipoutre a travée continue, la longueur de travée de rive optimale est comprise entre 0.6 et 0.8 de la portée de travée intermédiaires.

Pour cette variante, on propose a projeté un pont mixte bipoutre a hauteur constante composée de quatre (4) travée principale de 52 m et deux (2) travée de rives de 35 m, donc une longueur totale de 279.5m.

III.2.3.2 Conception transversale

Tableau III. 4: Predimensionnement de la troisième variante

Elément	Ratio usuelle	Valeur Retenue
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250 mm
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 12$ mm	20 mm
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40 mm
Largeur semelle inférieure sur pile	500 mm $\leq b_i \leq$ 1200mm	1000 mm
Largeur semelle supérieure sur pile	400 mm $\leq b_s \leq$ 1000mm	800 mm
Largeur semelle inférieure sur clef	500 mm $\leq b_i \leq$ 1200mm	1000 mm
Largeur semelle supérieure sur clef	400 mm $\leq b_s \leq$ 1000mm	800 mm
Epaisseur de la semelle inférieure	20 mm $\leq t_s \leq$ 150mm	50 mm

La dalle d'une largeur de 13.25 m est longitudinalement appuyée sur deux (2) poutre principale et transversalement sur des entretoise (environ 7.5 m de distance).

III.2.3.3 Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier (en I) soudée en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau suivant :

III.2.3.4 Conception des pièces de pont

Les poutres secondaires (entretoise) n'ont aucun contact avec la dalle. Ce sont des profilées reconstituées soudées de plus forte hauteur, elles ont comme rôle de rigidifier la charpente et reprendre les efforts transversaux (vent, séisme).

Tableau III. 5: Predimensionnement des entretoises

Elément	Ratio usuelle	Valeur Retenue
Longueur de l'entretoise b	$b=L_t - 4$	6980 mm
Hauteur de l'entretoise Hpp	$Lt/15 \leq Hpp \leq Lt/10$	600 mm
Largeur de la semelle bpp	$200\ mm \leq bpp \leq 300\ mm$	200 mm
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	17 mm
Epaisseur de l'âme tw-pp	$10\ mm \leq tw\text{-}pp \leq 12\ mm$	10 m

III.2.3.5 Choix de la nuance d'acier

La nuance la plus courante dans les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages est : S355, la lettre S correspond aux acier de construction métallique suivie par la limite élastique en N/mm2.

III.2.3.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assurée par des connecteur de type goujons de 22mm de diamètre

III.3 ANALYSE MULTICRITERES

Après avoir présentée les trois (3) variantes, on passe à la comparaison pour pouvoir tirer la solution la plus adéquat pour notre site.

On fait appelé à une analyse qui se base sur les critères suivant :

- L'entretien
- L'exécution
- L'économie
- L'esthétique

Tableau III. 6: Les avantages et les inconvénients de chaque variante

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	**1-** Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2-** Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3-** Une bonne réutilisation des coffrages **4-** coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6-** Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1-** La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2-** La difficulté de franchir en courbe **3-** L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4-** Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5-** Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 2: Pont voussoirsen béton précontraint	**1-** La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. **2-** La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. **3-** La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permette à la construction de réduire le cout. **4-** Travaille bien à la torsion (section en caisson). **5-** Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	**1-** Le poids est très important (tablier assez épais). **2-** L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. **3-** L'ouvrage constitue un système hyperstatique, sensible aux tassements différentiels. **4-** Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
Variante 3: Pont Mixte Bipoutre	**1-** La possibilité de franchir des grandes portées. **2-** La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3-** La rapidité d'exécution globale	**1-** Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier **2-** La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3-** Un cout très élevé. **4-** Entretien périodique. **5-** Sensible aux tassements différentiels

III.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau III. 7: Devis estimatif de la première variante

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Elément 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2,560.00	55,000.00	140,800,000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7,680.00	2,500.00	19,200,000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	128.00	16,000.00	2,048,000.00
1.4	Recepage des pieux	U	128.00	3,700.00	473,600.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1,520,000.00	1,520,000.00
TOTAL (Elément 1)					**164,041,600.00**
Elément 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1,295.00	1,000.00	1,295,000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2,185.00	17,500.00	38,237,500.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1,110.00	18,000.00	19,980,000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	540.00	18,000.00	9,720,000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	4,800.00	25,000.00	120,000,000.00
TOTAL (Elément 2)					**189,232,500.00**
Elément 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	490.00	106000.00	51,940,000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	840.00	106000.00	89,040,000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	228.00	380000.00	86,640,000.00
TOTAL(Elément 3)					**227,620,000.00**

TOTAL HORS TAXES	**580,894,100.00**
T V A 19 %	**110,369,879.00**
TOTAL EN TTC	**691,263,979.00**
six cent quatre-vingt-onze millions deux cent soixante-trois mille neuf cent soixante-dix-neuf Dinars Algérien	

Tableau III. 8: Devis estimatif de la deuxième variante

DEVIS ESTIMATIF/SENS VARIANTE N°02					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Elément 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2,710.00	55,000.00	149,050,000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8,130.00	2,500.00	20,325,000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	122.00	16,000.00	1,952,000.00
1.4	Recepage des pieux	U	122.00	3,700.00	451,400.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1,520,000.00	1,520,000.00
TOTAL (Elément 1)					**173,298,400.00**
Elément 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1,260.00	1,000.00	1,260,000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2,760.00	17,500.00	48,300,000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1,475.00	18,000.00	26,550,000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	540.00	18,000.00	9,720,000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	4,460.00	34,000.00	151,640,000.00
TOTAL (Elément 2)					**237,470,000.00**
Elément 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	606.00	106,000.00	64,236,000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	670.00	106,000.00	71,020,000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	201.00	450,000.00	90,450,000.00
TOTAL(Elément 3)					**225,706,000.00**

TOTAL HORS TAXES	**636,474,400.00**
T V A 19 %	**120,930,136.00**
TOTAL EN TTC	**757,404,536.00**
sept cent cinquante-sept millions quatre cent quatre mille cinq cent trente-six Dinars Algérien	

Tableau III. 9: Devis estimatif de la troisième variante

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Elément 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2,240.00	50,000.00	112,000,000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6,720.00	2,500.00	16,800,000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	112.00	16,000.00	1,792,000.00
1.4	Recepage des pieux	U	112.00	3,700.00	414,400.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1,520,000.00	1,520,000.00
TOTAL (Elément 1)					**132,526,400.00**
Elément 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1,170.00	1,000.00	1,170,000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1,975.00	17,400.00	34,365,000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1,340.00	18,000.00	24,120,000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	540.00	18,000.00	9,720,000.00
2.6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	2,912.00	25,000.00	72,800,000.00
TOTAL (Elément 2)					**142,175,000.00**
Elément 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277.00	106,000.00	29,362,000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	510.00	106,000.00	54,060,000.00
3.4	acier charpente métallique pour tablier	T	1,120.00	480,000.00	537,600,000.00
TOTAL(Elément 3)					**621,022,000.00**

TOTAL HORS TAXES	**895,723,400.00**
T V A 19 %	**170,187,446.00**
TOTAL EN TTC	**1,065,910,846.00**
Un milliard trois cent quarante-neuf millions deux cent quarante-neuf mille trois cent soixante-dix Dinars Algérien	

III.5 CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

Le pré-dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 01 qui fera désormais l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTROCUTION

La conception et l'étude des élément d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérise les charges et les surcharge d'exploitation ainsi que le choix du type et de la qualité des matériaux de construction, il doit être capable à résister tout le long de sa durée de service au efforts engendrée par son poids propre et aux efforts due à l'ensemble des actions fonctionnelle et naturelle.

Dans ce chapitre, on va évaluer les diffèrent matériaux de construction de l'ouvrage ainsi que les charges appliquer pour le calcul.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

L'étude de l'ouvrage sera effectuée conformément aux règles appliquée en Algérie :

- **Règles BAEL 91 :** règle technique de conception et de calcul des ouvrage et constructions en béton armée.
- **Règles BPEL 91 :** règle technique de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton précontrainte.
- **RCPR :** règles définissent les charges à appliquer pour le calcul des ponts routier.
- **RPOA 2008 :** règle parasismique applicables au domaine des ouvrage d'art.
- **Fascicule 62-Titre 5 :** règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes.

IV.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

IV.3.1 Béton

Tableau IV. 1: Résistance en compression et en traction

	Superstructure	Infrastructure
F_{c28}(Mpa)	35	27
Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
F_{t28}(Mpa)	2.7	2.22

Lorsque l'âge du béton est inferieur a 28 jours, la formule utilisée est la suivante :

$$Fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} \times Fc28 \quad F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$Fcj = \frac{j}{1.4+0.95j} \times Fc28 \quad F_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{tj} = 0.6 + 0.06 \times F_{cj}}$$

IV.3.2 Armature

- **Armature passives**

C'est l'ensemble des Elément incorporée dans le matériau pour augmenter sa résistance :

- La nuance d'acier Fe E500
- Les limites d'élasticité Fe=500 MPa
- Module de déformation élastique Es=2.10^5 MPa

Les diamètres commerciaux des barre **HA** indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

- **Armature active (Précontrainte)**

Les armature de précontrainte sont constituée de torons **13T15**s classe **1770**

- Résistance ultime : $F_{\mathbf{prg}}$ = 1770 MPa
- Limite élastique : $F_{\mathbf{prg}}$ = 1593 MPa
- Module d'élasticité : Ep = 190 000 MPa
- Section droite d'un toron : Ap_{toron}= 150 mm^2
- Section d'un câble : Ap = 1950 mm^2
- Diamètre de la gaine : Φ = 80 mm
- Coefficient de relaxation des câbles : ρ = 2,5%
- Coefficient de recul d'ancrage : g = 6 mm

IV.3.3 Contrainte admissible

IV.3.3.1 Béton

- **Contrainte admissible à la compression**

$F_{bu} = 0.85\ F_{cj} / \theta.\ \gamma_b$

- θ = 1 lorsque la durée ≥ 24h
- θ = 0.9 lorsque la durée 1 h < h < 24 h
- θ = 0.85 lorsque la durée < 1 h

$$\mathbf{F_{bc} = 0.6 \text{ x } F_{C28}}$$

- γ_b = 1.5 situation durable ou transitoire
- γ_b = 1.15 situation accidentelle

Tableau IV. 2: Contraintes limites

Etat	Contraint limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	F_{bu}(MPa)	γ_b = 1.15	25.87	18.43
ELU	F_{bu}(MPa)	γ_b = 1.5	19,83	14.17
ELS	f_{bc} /σ_{bc}		21	15

➢ **Déformation longitudinale du béton**

On considère le module de déformation longitudinale E_{ij} défini par les règle BAEL comme suit :

- Module de déformation instantanée (Courte durée < 24h) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

IV.3.3.2 Armatures

➢ **Contrainte limite de traction des aciers :**

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

Fissuration	Contrainte Limite (Mpa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	σ_s = Fe / γs	Situation durable / transitoire : γs = 1.15	434.78	434.78
Peu nuisible	σ_s = Fe / γs	Situation accidentelle : γs=1	500	500
Préjudiciable	$\sigma s = \max\{0.5 \times Fe \mid 110\sqrt{n \times Ftj}\}$; n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma s = \max\{0.4 \times Fe \mid 88\sqrt{n \times Ftj}\}$; n = 1.6		200	200

➢ **Classe de justification de la précontrainte**

La classe de justification est de classe II, elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

Elle concerne le cas des éléments exposées à des ambiances agressives.

Tableau IV. 4:Limitation des contraintes des sections en B.P

Classe	Exécution	Service			
		Rares	Fréquente	Q-Perm	
Classe II	$-1.5\,f_{tj}$; $0.6\,f_{cj}$; $-0.7\,f_{tj}$	$-1,5\,f_{tj}$; $0.6\,f_{cj}$; $-f_{tj}$	$-1.5\,f_{tj}$; $0,6\,f_{cj}$; 0	$-1.5\,f_{tj}$; $0,5\,f_{cj}$; 0	

IV.4 EVALUATION DES ACTION

IV.4.1 Action hors trafic

IV.4.1.1 Action permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et les équipements, le calcule se fait par évaluation de volume

- **Calcule des charge permanentes**

- **Poids de la poutre**

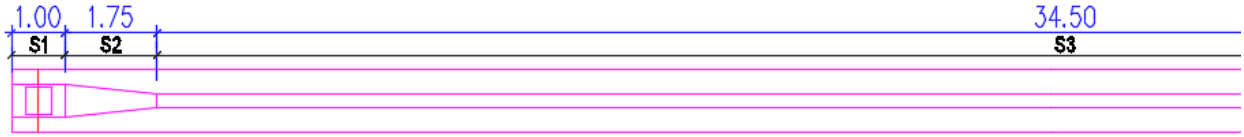


Figure IV. 1:La longueur de la poutre

On a :

- $Pp = 2\times(P_{S1} + P_{S2}) + P_{S3}$

$Psi = Li \times Si \times$ Poids volumique du béton

Li : Longueur de la section

Si : l'aire de la section

Donc :

$P_{S1} = 1 \times 1.30 \times 25 = 32.5$ KN

$P_{S2} = 1.75 \times 1.03 \times 25 = 45.06$ KN

$P_{S3} = 34.5 \times 0.8 \times 25 = 690$ KN

Pour La totalité de la poutre :

$P_p : (2 \times 77.56) + 690 = 845.12$ KN

Pour l'ensemble des poutres :

$P_p = 845.12 \times 8 = 6\,760.96$ KN

- **La dalle**

L'épaisseur de la dalle est de 25 cm :

$P_d = 0.25 \times 530 \times 25 = 3\ 312.5$ KN

- **L'entretoise**

$P_e = (1.8 \times 1.62 \times 25) = 12.15$ KN

Pour l'ensemble des entretoises :

$P_e = 12.15 \times 14 = 170.1$ KN

Le poids propre du tablier (poutre + dalle + entretoise)

$P_t = P_p + P_d + P_e = 10\ 243.29$ KN

P_t (par 1ml) = $P_t/40 = 256$ KN/ml

Donc la charge permanente CP est égale a :

CP = 256 KN/ml

➢ **Calcule des compléments des charge permanentes**

- **Le revêtement**

L'épaisseur du revêtement est de 0.08 m avec un poids volumique de 24 KN/m^3

$P_r = 0.08 \times 480 \times 24 = 921.6$ KN

P_r (par ml) = 921.6 / 40 = 23.04 KN/ml

- **Glissière de sécurité**

P_g (par ml) = $1 \times 2 = 2$ KN/ml

- **Le trottoir et la corniche**

Surface du trottoir à droite : $St_{droite} = 0.196$ m^2

Surface du trottoir à gauche : $St_{gauche} = 0.124$ m^2

Donc la surface du trottoir est égale à : $St_{trottoir} = 0.32$ m^2

Surface de la corniche : $St_{corniche} = 0.0556$ m^2

Donc :

$P_{Trottoir} = 0.32 \times 25 = 8$ KN/ml

$P_{corniche} = 0.0556 \times 25 = 1.39$ KN/ml

Donc les compliments de charge permanentes (CCP) sont égale à :

CCP = 23.04 + 2 + 8 + 1.39 = 34.43 KN/ml

Tableau IV. 5: Poids total du tablier

	Élément	Poids (KN)	
CP	les poutres	6760.96	
	la dalle	3312.5	
	les entretoise	170.1	
CCP	Le revêtement	921.6	
	Glissière de sécurité	80	
	Trottoir et corniche	375.6	
Poids total du tablier		Poids total de tablier (KN)	11620.76
		Poids total de tablier (KN/ml)	290.519

- **Calcule des efforts due au poids propre**

On a : G = 290.519 KN/ml

- L'effort tranchant : a (x = 0) :

$R_A = R_B = G \times L/2 = 290.519 \times 40/2 = 5810.38$ KN

- Moment fléchissant a (x = L/2) :

$M(L/2) = G \times L^2/8 = 298.37 \times 40^2/8 = 59\ 674$ KN.m

IV.4.1.2 Action thermique

Il faut prendre en considération l'effet du gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de la température sur la hauteur de la section.

Selon les règles de RCPR notre projet est classée dans l'Algérie du nord (climat tempéré) ou la température varie de +35° C et -15° C.

IV.4.2 Action due au trafic

IV.4.2.1 Système de charge à considérée

D'après le RCPR les surcharges considérées sont :

- Les charges civiles : A(L), B (Bc , Bt , Br).
- Charges militaires : Mc120.
- Charges exceptionnelles : D240.

IV.4.2.2 Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable**

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre cas **Lr = 12 m**

- **Largeur chargeable**

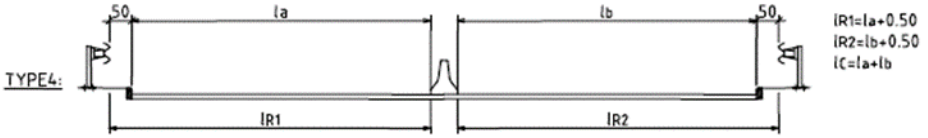


Figure IV. 2: Largeur roulable selon RCPR

D'après le RCPR : **Lc = 11 m**

- **Classe du pont**

Les ponts sont classés en 3 classes en fonction de leur largeur roulable et leur destination.

Lr ≥ 7.00 m	pont de 1ère Classe.
5.50 m ≤ Lr ≤ 7.00 m	pont de 2ème Classe.
Lr ≤ 5.50 m	pont de 3ème Classe.

Dans notre cas **Lr = 12 m** donc il est classée en 1ère Classe.

IV.4.2.3 Système de charge A

A (l) = 2.30 + $\frac{360}{L+12}$ **;** $A_1 = \text{Max}\begin{cases} a1 \times A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases}$

Avec L : la longueur charger du tablier en (m). L = 40 m.

$A(l) = 2.30 + \frac{360}{40+12} = 9.22$ KN /m2

D'après le RCPR : $A = a_1 \times a_2 \times A(l)$

Tableau IV. 6:Coefficient a_1

	Nombre de voie 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	/	/	/

Pour 4 voie chargée :

$a_1 = 0.75$; $A_1 = \text{Max}\begin{cases} a1 \times A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} = \text{Max}\begin{cases} 6.915 \\ 3.92 \end{cases} = 6.915$ KN /m^2.

$a_2 = v_0 / v$; v : largeur d'une voie et $v_0 = 3.5$ m.

$a_2 = 3.5 / 3.67 = 0.95$.

Donc :

$A_2 = a_2 \times A_1$; $A_2 = 0.95 \times 6.915 = 6.57$ KN/m^2.

- **Calcule de A(l) distribuée sur un certain nombre de voies**

$A_v(l) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times V$

- **Une travée chargée :**

A(l) = 9.96 KN/m^2

$A_2 = 0.95 \times 6.915 = 6.57$ KN/m^2

- **Calcule de A(l) sur chaque voie de circulation**

Tableau IV. 7:Valeur de la charge A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m^2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	40	9.22	1	0.95	8.80	3.67	32.28
2	40	9.22	1	0.95	8.80	7.33	64.56
3	40	9.22	0.9	0.95	7.92	11.00	87.16

- **Calcule de l'effort tranchant**

$R_{max} = R_A = R_B = A_{3v} \times L/2 = 1\,743.2$ KN

- **Calcule du moment fléchissant**

D'après les résultats précédents, la charge maximale correspond à quatre voie chargée. Donc le moment maximal est égal à :

$M_{max} = A_{3v} \times L^2/8 = 17\,432$ KN.m

IV.4.2.4 Système de charge B

Les systèmes de charges B comprend trois cas différents dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions type (300KN)
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10KN)
- Le système Bt se compose d'un groupe de deux essieux dénommés essieux-tandems, le system Bt ne s'applique qu'aux pont de 1^{ere} et 2eme classe.

- **Système de charges Bc**

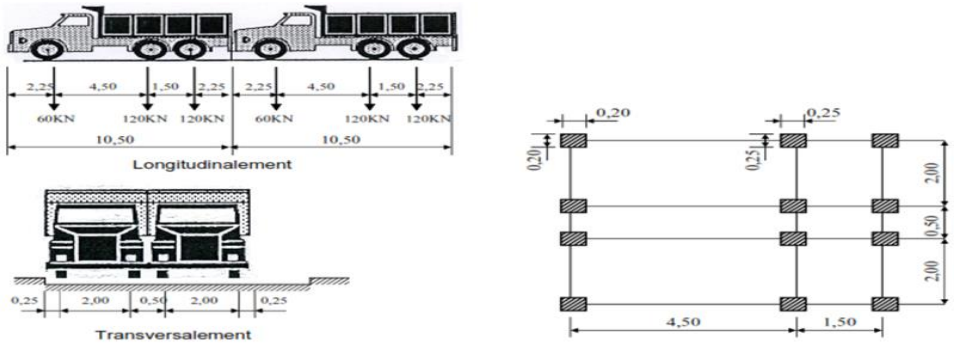


Figure IV. 3:Système de charges Bc

- **Calcul des charges Bc sur chaque voie de circulation**

Pour le calcul de la charges Bc sur chaque on doit passer par la détermination du coefficient bc du tableau suivant :

Tableau IV. 8:Valeur de bc

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	5
1	**1.20**	**1.10**	**0.95**	**0.80**	0.70
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.80	/	/	/

D'après le tableau précèdent on passe au calcul des charges Bc :

Tableau IV. 9:Valeur de Bc par nombre de voie chargées

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

- **Calcule de coefficient de majoration dynamique**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4\times\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2\times L}.$$

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

G : charge permanente.

S : charge maximale de B.

Les valeurs de coefficient de majoration sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10:Valeur de coefficient de majoration

Voies chargées	S	L	G	δ
1	720	40	11625	1.05359
2	1320	40	11625	1.06101
3	**1710**	**40**	**11625**	**1.06573**

- **Calcule de l'effort tranchant**

La répartition des charges est comme suite :

Tableau IV. 11:Répartition des charges

Charge d'essieux	60	120	120	60	120	120
Position	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
	16.5	12	10.5	6	1.5	0

On a :

$\sum M/B = 0$; $R_A \times 39 = (120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (60 \times 16.5) = 4\ 230$ KN

$R_A = 4\ 230 / 39 = 108.46$ KN

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 600$ KN

$R_B = 600 - 108.46 = 491.54$ KN

Les Réactions sur chaque voie sont calculées par la loi suivante :

$$R_{Bc} = R_B \times n \times bc \times \delta$$

Avec : - n : nombre de voie

Les réactions seront comme suite :

Tableau IV. 12:Valeur des réactions sur chaque voie

Nombre de voie charger	bc	δ	Rmax
1	1.20	1.05359	621.459
2	1.10	1.06101	1147.36
3	0.95	1.06572	1492.96

➢ **Calcule du moment fléchissant**

- **Théorème de Barré**

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Calcule du positionnement de la résultante des charges sachant que R = 600 KN :

M/c = R × X = (120 × 4.5) + (120 × 6) + (60 × 10.5) + (120 × 15) + (120 × 16.5) = 5 670 KN.m

600X = 5 670 KN.m

Donc:

X = 9.45 m.

a = 9.45 – 4,5 – 1.5 = 3.45 m

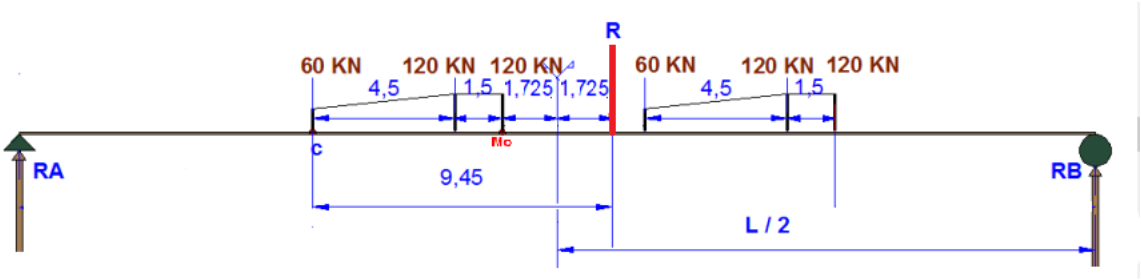


Figure IV. 4:Positionnement de la résultante des charges.

On passe maintenant au calcul des Réactions :

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 600$ KN.

$\sum M/A = 0$; $R_B \times 39 = 600 \times 21.225$

$R_B = 12\,735 / 39 = 326.54$ KN

$R_A = 600 – 326.54 = 273.46$ KN

$M (L/2) = (R_A \times 17.775) – (60 \times 6) – (120 \times 1.5) = 4\,312.575$ KN.m

Ensuite on passe au calcul du moment fléchissant Max sur chaque voie par la formule suivante :

$M_{MAX} = M (L/2) \times bc \times n \times \delta$

Tableau IV. 13:Valeur du moment par voie chargée

Nombre de voie	bc	δ	M_{MAX}
1	1.20	1.05359	5452.42
2	1.10	1.06101	10066.5
3	0.95	1.06572	13098.6

- **Système de charges Bt**

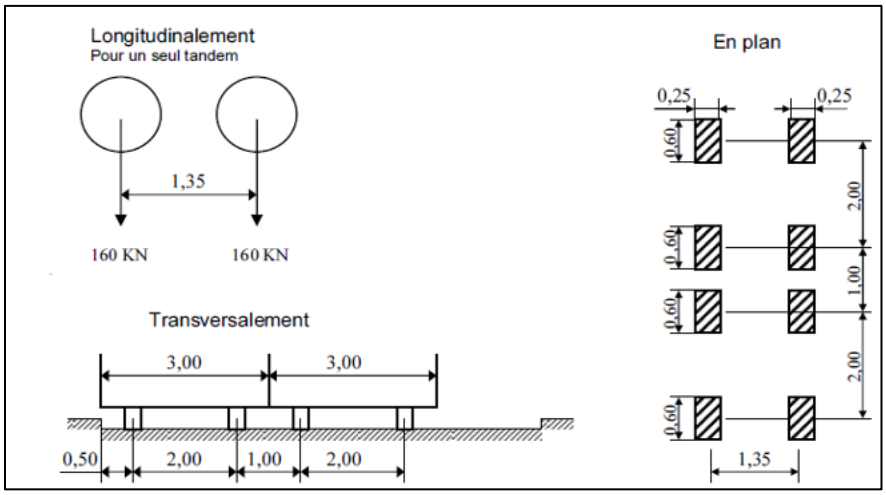


Figure IV. 5: Système de charge Bt

D'après le RCPR notre pont est de classe 1 donc **Bt = 1.2**.
On calcul Bt par nombre de voie chargée :

Tableau IV. 14:Valeur de Bt par voie chargée

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

Les coefficients de majoration sont calculés par la même formule pour le cas des charges Bc :

- **Calcul de l'effort tranchant**

- **1er Cas : un tandem de Bt**

$\sum M/B = 0$; $R_A \times 39 = 160 \times 1.35 = 216$ KN.
$R_A = 216 / 39 = 5.53$ KN
$R_B = 320 – 5.53 = 314.47$ KN.
R_{MAX} (Bt) = $R_B \times n \times bt \times \delta_1$.
R_{MAX} (Bt) = 395.85 KN.

- **2eme Cas : Deux tandem de Bt**

R_{MAX} = 1 001.34 KN.

- **Calcule du moment fléchissant (théorème de Barré)**

On Calcule la position de la résultante du convoi, sachant que R = 320 KN.

$\sum M/c = 0$; $R \times X = 160 \times 1.35 = 216$ KN.
$X = 216 / 320 = 0.675$ m.
$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 320$ KN.

$\sum M/B = 0.$
$R_A = (320 \times 19.1625) / 39 = 157.23$ KN.
$R_B = 162.77$ KN.
M (L/2) = RA × 19.365 = 3 044.75 KN.

N° des voies	L (m)	G	δ
1	320	11625.8	1.049
2 – 3	640	11625.8	1.054

Tableau IV. 15:Valeur du coefficient de majoration

On passe maintenant au Calcule du moment fléchissant Max par nombre de tandem par la formule suivante :

$$\mathbf{M_{MAX} = M\ (L/2) \times bt \times n \times \delta}$$

Tableau IV. 16:Moment fléchissant sous charge Bt

Nombre de tandems	bt	δ	M_{max}
1	1.2	1.049	3832.73
2	1.2	1.054	7702

IV.4.2.5 Système de charge Mc120

Le convoi militaire type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6.10 m.
- Largeur d'une chenille : 1.00 m.
- Distance entre axe de deux chenille : 3.30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargée.
- Dans la sens longitudinale : le nombre de véhicule est limitée avec un espacement de 30.5 m.

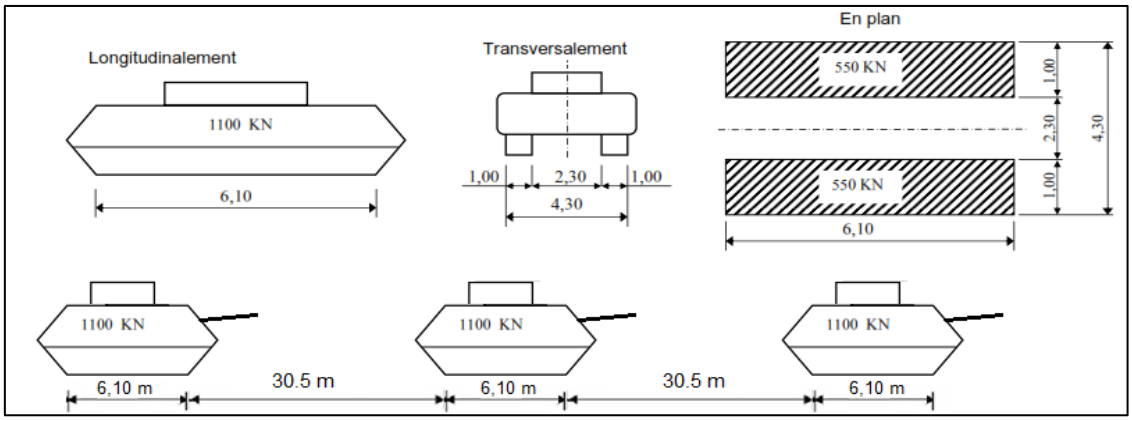


Figure IV. 5: Convoi de charge Mc120.

- **Calcule de l'effort tranchant**

L'effort tranchant Maximum est obtenu lorsque le convoi Mc120 est placée sur l'appui :

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 1\ 100$ KN.

$\sum M/A = 0$; $39 \times R_B = 1\ 100 \times 3.05 = 3\ 355$ KN.

$R_B = 86.02$ KN.

$R_A = 1\ 013.98$ KN.

L'effort tranchant maximum est égale :

$R_{max} = R_A$

$R_{max} = 1\ 013.98$ KN.

- **Calcule du moment fléchissant**

Le moment fléchissant est maximum pour X = L /2 :

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 1\ 100$ KN

$\sum M/B = 0$; $39 \times R_A = 1\ 100 \times 19.5 = 21\ 450$ KN

$R_A = 5\ 500$ KN

$R_B = 5\ 500$ KN

$M_0 = R_A \times 19.5 - (180.3 \times 3.05^2/2) = 9\ 886.37$ KN.m

Donc :

$M_{max} = M_0$

$M_{max} = 9\ 886.37$ KN.m

IV.4.2.6 System de charge D240

Le convoi type D comporte une remorque a trois élément de quatre ligne a quatre essieux de 2 400 KN, ce poids est modélisé par un rectangle uniformément chargée de 3.20 m de largeur et 18.60 m de longueur.

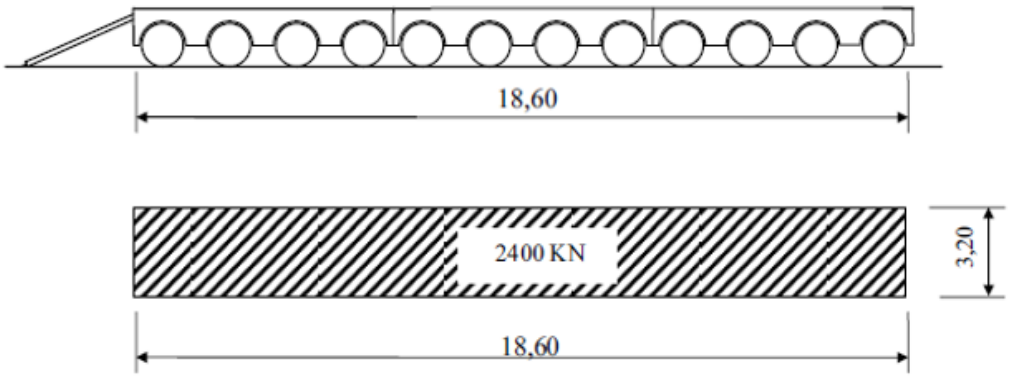


Figure IV. 6: Convoi de charge D240.

- **Calcule de l'effort tranchant**

L'effort tranchant maximum est obtenu lorsque le convoi est placé sur l'appui :

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 2\ 400$ KN.

$\sum M/A = 0$; $39 \times R_B = 2\ 400 \times 9.3 = 22\ 320$ KN.

$R_B = 572.3$ KN.

$R_A = 1\ 827.7$ KN.

L'effort tranchant maximum est égale à :

$R_{max} = R_A$

$R_{max} = 1\ 827.7$ KN.

- **Calcule du moment fléchissant**

Le moment fléchissant maximum est obtenu en appliquant la charge D240 au milieu de la portée

$\sum Fv = 0$; $R_A + R_B = 2\ 400$ KN.

$\sum M/B = 0$; $39 \times R_A = 2\ 400 \times 19.5 = 46\ 800$ KN.

$R_A = 1\ 200$ KN.

$R_B = 1\ 200$ KN.

$M_0 = 1\ 200 \times 19.5 - (12.5 \times 9.3^2/2)$.

$M_0 = 17821.4$ KN.m.

Donc :

$M_{max} = 17821.4$ KN.m.

IV.4.2.7 Efforts de freinage

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond à ce système charge est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}\ (KN)}$$

Avec :

S : surface chargées

Tableau IV. 17:Effort de freinage de A(L)

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	146.67	8.80	62.95
2	293.33	8.80	122.82
3	440.00	7.92	161.85

- **Système de charge Bc**

Pour ce système de charge, un seul camion est supposé freiner. L'effet développée est égal à son poids : F = 300 KN.

IV.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR) avec les sollicitions dues aux ces charges longitudinalement.

CHAPITRE V

REPARTITION TRANSVERSAL DUE AUX SURCHARGES

V.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954.

Cette méthode permet d'étudier la répartition des charges sur un ouvrage en tenant compte de sa déformabilité transversale et, dans le cas le plus général, de sa rigidité torsionelle.

V.2 PARAMETRES DE CALCUL

V.2.1 Définition des paramètres de calcule

- **Largeur active B**

Notre pont est constituée de 8 poutre par travée (n=9), donc la largeur active du pont sera :

$2b = n \times b_1 \rightarrow 2b = 8 \times 1.68 = 13.44\ m \rightarrow b = 6.72\ m$ (b_1 : distance entre les axes = 1.68 m)

- **Position active des poutres**

Les position active des poutres sont calculée à partir de l'axe de symétrie du pont.

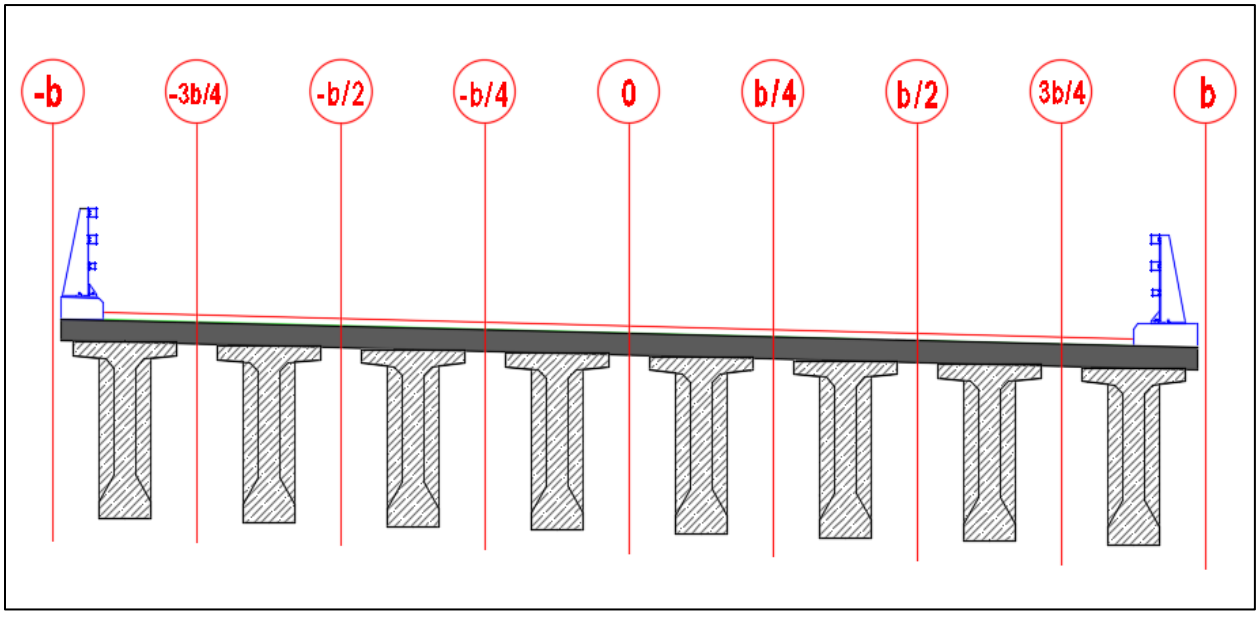


figure V. 1: Position transversal des poutres

Nous aurons les Position suivante :

$$\{-0.875b\ ;\ -0.625b\ ;\ -0.375b\ ;\ -0.125b\ ;\ 0.125b\ ;\ 0.375b\ ;\ 0.625b\ ;\ 0.875b\}$$

V.2.2 Calcule des paramètres « θ » et « α »

Le comportement d'un pont est défini par deux paramètres principale « θ » et « α »

- **Paramètre d'entretoisement θ :**

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}}$$

Avec :

b : demi-largeur.

L : la portée de la travée.

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho P = \frac{Bp}{b1} = \frac{E \times Ip}{b1}$$

Avec :

I_P : Moment d'inertie de la poutre ($I_P = I_0 + 8 \times (I_M - I_0) \times \frac{1}{3\pi}$.

I_0 : Inertie de la section d'about : ($I_P = 48\ 000\ 000\ cm^4$).

I_M : Inertie de la section a mi-travée : ($I_M = 39\ 000\ 000\ cm^4$).

Donc :

$I_P = 48000000 + 8 \times (39000000 - 48000000) / 3\pi$

$I_P = 48\ 954\ 929.7\ cm^4$

Donc :

$\rho_P = 291\ 398.391 . E$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle**

On a :

$$\rho D = \rho E = \frac{BD}{I1} = \frac{E \times ID}{I1}$$

$I_D = (I_1 \times d^3) / 12$

Avec :

I_1 = Distance entre axe des entretoises ($I_1 = 100$ cm).

d : épaisseur de la dalle (d = 25 cm).

On aura :

$I_D = 130\ 208.33\ cm^4$

$\rho_D = 1\ 302.08\ E$

On passe maintenant au calcule du paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{6.72}{39} \times \sqrt[4]{\frac{291\,398.391\ E}{1\,302.08\ E}}$$

θ = 0.66

- **Le paramètre de torsion α**

On a :

$$\alpha = \frac{\gamma P + \gamma E}{2 \times \sqrt[2]{\rho P \times \rho E}}.$$

- **Rigidité torsionelle de la poutre :**

$$\gamma_P = \frac{Cp}{b1}$$

Avec : C_p : Rigidité torsionnelle par unité de longueur ($C_P = \frac{G}{3}\left[\frac{b1 \times d\text{^}3}{2} + \sum hi \times di^3\right]$)

G = 0.4167 E

- **Calcule de la section simplifier**

Afin de simplifier les calculs, on suppose une section simplifier substituée de la section réelle :

On a : S_{Talon} = 2 488 cm^2

Donc :

d'= 41.5 m

Et :

S_{Table} = 2 459 cm^2

Donc :

d = 20.5 m

h = 200 – (41.5 + 20.5) = 138 cm

On aura la poutre équivalente suivante :

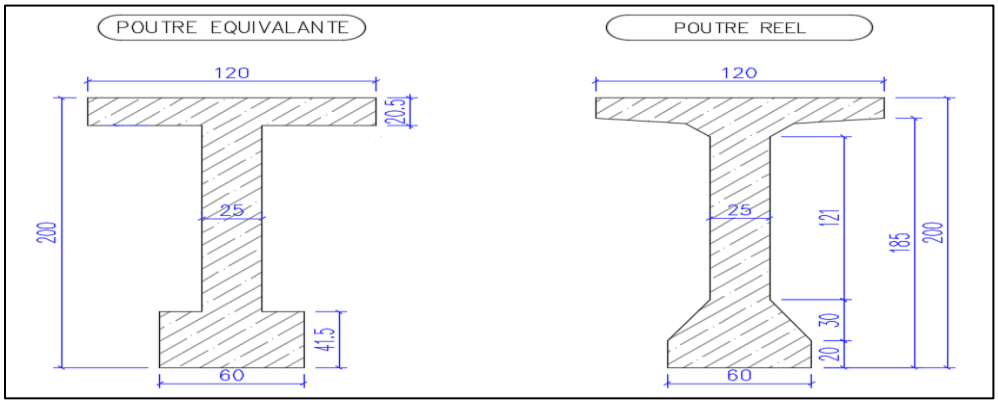


figure V. 2: Poutre équivalente

On passe au calcule de C_P :

$$C_P = \frac{0.4167\ E}{3}\left[(60 \times 41.5^3) + (120 \times 20.5^3) + (138 \times 25^3) + \frac{168 \times 25\text{^}3}{2}\right]$$

C_P = 1 221 065.39 E

γ_P = 7 268.25 E

- **Rigidité torsionelle de la dalle :**

$$\gamma_D = \frac{Cd}{I1}$$

Avec :

C_D : Rigidité torsionnelle par unité de longueur ($C_D = 2 \times G \times I_D$)

C_D = 108 515.622 E

γ_D = 1 085.15 E

Donc :

$$\alpha = (7\ 268.25\ E + 1\ 085.15\ E) / (2 \times \sqrt{291\ 398.391\ .E \times 1\ 302.08\ E})$$

α = 0.21

V.3 REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT

V.3.1 Tableau des moments fléchissant pour x = 0.5L

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1: Moment fléchissant x = 0.5L

Charge et surcharge			Valeur	Moment Max pour x = L/2 (KN.m)	Moment flechissant par poutre
Charge permanente	G		290.519	59674	7459.25
Surcharge AL	A1(L)	Une voie	32.28 (KN/ml)	6456	807
	A2(L)	Deux voie	64.56 (KN/ml)	12912	1614
	A3(L)	Trois voie	87.16 (KN/ml)	17432	2179
Surcharge B		Une voie	600 (KN)	5452.42	681.5525
		Deux voie	1200 (KN)	10066.5	1258.3125
		Trois voie	1800 (KN)	13098.6	1637.325
		un tandem	320 (KN)	3832.73	479.09125
		deux tandem	640 (KN)	7702	962.75
Convoi	MC120		1100 (KN)	9886.37	1235.79625
	D240		2400 (KN)	17821.4	2227.675

V.3.2 Calcule du coefficient de répartition transversal « Kα »

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant Kα dépend de K qui dépend lui-même de :

- La Valeur du paramètre de torsion **α**
- La valeur du paramètre d'entretoisement **θ**
- L'excentricité de la charge **e**
- L'ordonnée de la poutre considère **X**

Pour éviter de calculée Kα séparément pour chaque valeur de α à partir des relation complexes, Massonnet a déduit la formule d'interpolation suivante :

$$\mathbf{K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \sqrt{\alpha}}$$

D'après Sattler , pour un calcul de K dans le cas $0 < \alpha < 1$ on utilisera l'une des formule suivante :

Si : $0 < \theta < 0.3$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$

Si : $0.3 < \theta < 1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$

Si : $1 < \theta < 2$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$

Où :

$$\boldsymbol{\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}}$$

D'après le calcul qu'on a déjà effectué, pour « θ = 0.62 » et « α = 0.21 »

$$\boldsymbol{\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - 0.62}{0.665}} = 0.5659}$$

Dans notre cas, le θ ne figure pas dans les tableaux donc on doit faire une interpolation entre la valeur θ = 0.60 et θ = 0.65 pour trouver la valeur correspondantes a θ = 0.62.

D'après les tableaux de Guyon-Massonet, pour θ = 0.62 et $0 < \alpha < 1$ on trouve les tableaux suivants :

Tableau V. 2: Valeur de K0 pour θ = 0.60

Théta=0.60	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3347	0.6968	1.0447	1.3316	1.4594	1.3316	1.0447	0.6968	0.3347
b/4	-0.1808	0.2154	0.6119	0.9977	1.3316	1.5237	1.4853	1.3177	1.1155
b/2	-0.5241	-0.1615	0.2117	0.6119	1.0447	1.4853	1.8575	2.0778	2.2358
3b/4	-0.7808	-0.4806	-0.1615	0.2154	0.6968	1.3177	2.0778	2.9106	3.7122
b	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	0.3347	1.1155	2.2358	3.7122	5.448

Tableau V. 3: Valeur de K1 pour θ = 0.60

Théta=0.60	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7878	0.8839	0.9996	1.1215	1.1878	1.1215	0.9996	0.8839	0.7878
b/4	0.5792	0.6761	0.7992	0.9545	1.1215	1.2361	1.2207	1.151	1.0792
b/2	0.4349	0.5243	0.641	0.7992	0.9996	1.2207	1.3994	1.4582	1.4686
3b/4	0.3362	0.4171	0.5243	0.6761	0.8839	1.151	1.4582	1.7518	1.9607
b	0.2627	0.3362	0.4349	0.5792	0.7878	1.0792	1.4686	1.9607	2.5312

Tableau V. 4: Valeur de K0 pour θ = 0.65

Théta=0.65	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1776	0.6223	1.0524	1.4121	1.5752	1.4121	1.0524	0.6223	0.1776
b/4	-0.2731	0.1624	0.6014	1.0347	1.4121	1.6143	1.518	1.2565	0.952
b/2	-0.5207	-0.169	0.1974	0.6014	1.0524	1.518	1.8946	2.0666	2.1547
3b/4	-0.6691	-0.4303	-0.169	0.1624	0.6223	1.2565	2.0666	2.9669	3.8208
b	-0.7883	-0.6691	-0.5207	-0.2731	0.1776	0.952	2.1547	3.8208	5.8338

Tableau V. 5: Valeur de K1 pour θ = 0.65

Théta=0.65	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7485	0.8588	0.9965	1.1468	1.231	1.1468	0.9965	0.8588	0.7485
b/4	0.5289	0.633	0.7702	0.9493	1.1468	1.2818	1.2516	1.1561	1.0648
b/2	0.3823	0.4734	0.5966	0.7702	0.9965	1.2516	1.4559	1.5073	1.5005
3b/4	0.286	0.3648	0.4734	0.633	0.8588	1.1561	1.5073	1.8418	2.0659
b	0.2171	0.286	0.3823	0.5289	0.7485	1.0648	1.5005	2.0659	2.7342

- **Application à notre exemple :**

Pour K_0 (0.62), on interpole sur la valeur (y = -b ; e = 0)

$$\mathbf{K_0\ (0.62) = K_0(0.60) + \frac{0.62-0.60}{0.65-0.60} \times (\ K_0\ (0.65) - K_0\ (0.60))}$$

$$\mathbf{K_0\ (0.62) = 0.3347 + \frac{0.62-0.60}{0.65-0.60} \times ((0.1776) - (0.3347)) = 0.2719}$$

Pour K_1 (0.62), on interpole sur la valeur (y = -b ; e = 0) :

$$\mathbf{K_1\ (0.62) = K_1\ (0.60) + \frac{0.62-0.60}{0.65-0.60} \times (K_1\ (0.65) - K_1(0.60))}$$

$$\mathbf{K_1\ (0.62) = 0.7878 + \frac{0.62-0.60}{0.65-0.60} \times (0.7485 - 0.7878) = 0.7721}$$

Tableau V. 6: Valeur de K0 pour θ = 0.62

Théta=0.62	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.2719	0.6670	1.0478	1.3638	1.5057	1.3638	1.0478	0.6670	0.2719
b/4	-0.2177	0.1942	0.6077	1.0125	1.3638	1.5599	1.4984	1.2932	1.0501
b/2	-0.5227	-0.1645	0.2060	0.6077	1.0478	1.4984	1.8723	2.0733	2.2034
3b/4	-0.7361	-0.4605	-0.1645	0.1942	0.6670	1.2932	2.0733	2.9331	3.7556
b	-0.9220	-0.7361	-0.5227	-0.2177	0.2719	1.0501	2.2034	3.7556	5.6023

Tableau V. 7: Valeur de K1 pour θ = 0.62

Théta=0.62	K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7721	0.8739	0.9984	1.1316	1.2051	1.1316	0.9984	0.8739	0.7721
b/4	0.5591	0.6589	0.7876	0.9524	1.1316	1.2544	1.2331	1.1530	1.0734
b/2	0.4139	0.5039	0.6232	0.7876	0.9984	1.2331	1.4220	1.4778	1.4814
3b/4	0.3161	0.3962	0.5039	0.6589	0.8739	1.1530	1.4778	1.7878	2.0028
b	0.2445	0.3161	0.4139	0.5591	0.7721	1.0734	1.4814	2.0028	2.6124

- **Calcule de Kα**

Pour α = 0.21 et θ = 0.62, on emploi la méthode de Sattler :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\beta = 0.5659$$

$$\mathbf{\alpha^\beta = 0.21^{0.5659} = 0.41}$$

On prend un exemple pour (y = -b ; e = 0) :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$K_\alpha = 0.2719 + (0.7721 - 0.2719) \times 0.41 = 0.4770$$

Tableau V. 8: Valeur de K_α Pour $\theta = 0.62$ et $\alpha = 0.21$

Théta=0.62	K alpha								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4770	0.7518	1.0275	1.2686	1.3825	1.2686	1.0275	0.7518	0.4770
b/4	0.1008	0.3847	0.6815	0.9879	1.2686	1.4347	1.3896	1.2357	1.0597
b/2	-0.1387	0.1096	0.3771	0.6815	1.0275	1.3896	1.6877	1.8292	1.9073
3b/4	-0.3047	-0.1092	0.1096	0.3847	0.7518	1.2357	1.8292	2.4635	3.0370
b	-0.4438	-0.3047	-0.1387	0.1008	0.4770	1.0597	1.9073	3.0370	4.3765

L'ouvrage considérée est d'une largeur active de 6.72 × 2 m portée par huit poutres espacée de 1.68 m.

A partir du tableau suivant, on peut conclure les coefficients de répartition pour chaque poutre :

Tableau V. 9: Valeur de Kα pour chaque poutre

Théta=0.62	K alpha								
y / Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE1	0.3265	0.6050	0.8891	1.1563	1.3369	1.3350	1.1724	0.9454	0.7100
POUTRE2	0.0050	0.2747	0.5597	0.8653	1.1722	1.4166	1.5088	1.4731	1.3987
POUTRE3	-0.2051	0.0220	0.2701	0.5628	0.9172	1.3281	1.7443	2.0829	2.3592
POUTRE4	-0.3603	-0.1874	0.0102	0.2711	0.6419	1.1653	1.8604	2.6929	3.5728

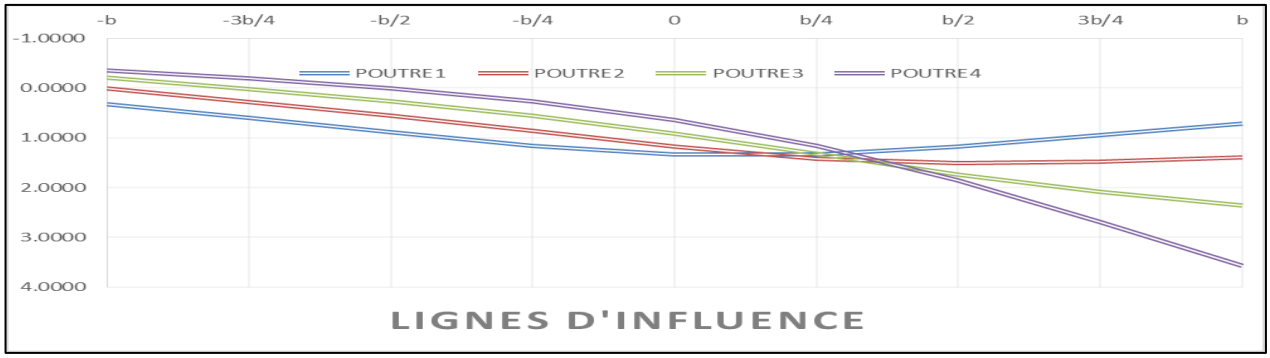


figure V. 3: Lignes d'influence des Poutres

Après avoir tracée les lignes d'influence, il y a lieu de disposer les surcharges suivant l'R.C.P.R :

- Pour les charges concentrée, la valeur sera directement lue sur le graphe, puis on prendra la moyenne des valeurs trouvée pour les charges ($K\alpha_{moyenne} = \frac{\sum K\alpha}{n}$ avec n : Nombre de charges)
- Pour les charges réparties, la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

  $K\alpha_{moyenne} = \frac{S}{l}$

  S : Aire du graphe sous la largeur chargée calculée par AUTOCAD

  l : Largeur chargée

Tableau V. 10:Valeur de Kα moyenne

SURCHARGE		K moy			
		poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4
A(L)	1 voie	1.10	0.47	0.16	0.07
	2 voies	1.05	0.81	0.54	0.30
	3 voies	0.79	0.83	0.80	0.63
BC	1 voie	0.69	0.37	0.06	0.14
	2 voies	0.90	0.59	0.29	0.15
	3 voies	1.04	0.88	0.56	0.30
BT	1 voie	0.74	0.41	0.10	0.12
	2 voies	0.98	0.69	0.38	0.13
MC120		0.84	0.54	0.22	0.10
D240		1.05	1.31	0.47	0.20

➢ Calcul des moments fléchissant réels :

Les moments longitudinaux réel due aux surcharges à mi-travée sont déterminée en multipliant les moments calculés par les coefficients de répartition transversal :

$$M_{réel} = K\alpha_{moyenne} \times M_0$$

V.3.3 Valeurs des moments fléchissant réel due aux surcharges a (X= 0.5L)

Tableau V. 11:Valeur réel des moments fléchissant

Charge et surcharge			M0 (KN.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				K moy	M réel	K moy	M réel	K moy	M réel	K moy	M réel
Surcharge AL	A1(L)	Une voie	807	1.10	887.70	0.47	379.29	0.16	129.12	0.07	56.49
	A2(L)	Deux voie	1614	1.05	1694.70	0.81	1307.34	0.54	871.56	0.30	484.20
	A3(L)	Trois voie	2179	0.83	1808.57	0.79	1721.41	0.80	1743.20	0.63	1372.77
Surcharge B	Bc	Une voie	681.55	0.69	470.27	0.37	252.17	0.06	40.89	0.14	95.42
		Deux voie	1258.31	0.90	1132.48	0.59	742.40	0.29	364.91	0.15	188.75
		Trois voie	1637.32	1.04	1702.82	0.88	1440.85	0.56	916.90	0.30	491.20
	Bt	un tandem	479.09	0.74	354.53	0.41	196.43	0.10	47.91	0.12	57.49
		deux tandem	962.75	0.98	943.50	0.69	664.30	0.38	365.85	0.13	125.16
Convoi	MC120		1235.79	0.84	1038.07	0.54	667.33	0.22	271.88	0.10	123.58
	D240		2227.67	1.05	2339.06	1.31	2918.25	0.47	1047.01	0.20	445.54

V.4 COMBINAISON DES EFFORTS

D'après le RCPR, Il convient de combiner les différentes actions exercées sur l'ouvrage pour avoir les sollicitations correspondantes aux diffèrent états limites.

Tableau V. 12:Combinaison de charges des moments fléchissant

Combinaisons		P1	P2	P3	P4
ELS	G + 1.2 A(l)	9524.94	9629.53	9551.09	9106.57
	G + 1.2 Bc	9502.63	9188.27	8559.53	8048.69
	G + 1.2 Bt	8591.44	8256.41	7898.26	7609.44
	G + Mc120	8497.32	8126.58	7731.13	7582.83
	G + D240	9798.31	**10377.50**	8506.26	7904.79
ELU	1.35 G + 1.6 A(l)	12824.24	12963.70	12859.11	12266.42
	1.35 G + 1.6 Bc	12794.50	12375.34	11537.03	10855.90
	1.35 G + 1.6 Bt	11579.58	11132.86	10655.34	10270.24
	1.35 G + Mc120	11108.06	10737.32	10341.86	10193.57
	1.35 G + D240	12409.05	**12988.24**	11116.99	10515.52

V.5 ETUDE COMPARATIVE

La modélisation du tablier a été faite à l'aide du logiciel « **Autodesk Robot Structural Analysis** »

Il utilise la méthode d'analyse par élément finis pour étudiée les structures planes et spatiales type : Treillis, Portique, Structure mixte, grillage des poutres, plaques, coques ……etc.

Notre ouvrage est isostatique comportant 7 travées identique et indépendantes, on étudiera donc une seule travée

Tableau V.13: Etude comparative entre étude manuelle et automatique

		Moment flechissant (KN.m)		
Combinaisons		Manuelle	Automatique	Erreur (%)
ELS	G + 1.2 A(l)	9629.53	8989.97	6.6
	G + 1.2 Bc	9502.63	9836.23	3.5
	G + 1.2 Bt	8591.44	8800.00	2.4
	G + Mc120	8497.32	9386.00	10.5
	G + D240	10377.50	9836.15	5.2
ELU	1.35 G + 1.6 A(l)	12963.70	12092.02	6.7
	1.35 G + 1.6 Bc	12794.50	13227.62	3.4
	1.35 G + 1.6 Bt	11579.58	11846.51	2.3
	1.35 (G + Mc120)	11471.38	12672.38	10.5
	1.35 (G + D240)	12409.63	13278.80	2.1

Les Résultats de calcul par « Autodesk Robot Structural Analysis » se trouve dans l'annexe.

V.6 CONCLUSION

D'après le calcule qu'on a effectuée on a conclu que la poutre la plus sollicitée est la poutre P2 sous la combinaison la plus défavorable (G + D240)

Pour le reste du calcule, nous utiliserons les résultats obtenus par la méthode automatique.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1 INTRODUCTION

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe du béton précontraint consiste à l'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements.

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

VI.2 APPLICATION DE LA PRECONTRAINTE A NOTRE PROJET

On distingue deux modes de précontraintes, la précontrainte par post-tension et la précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension car les poutres choisies ont une longueur de 40 m et puisque le document SETRA recommande que les portées entre 30 et 45m soient réalisées à la post-tension.
Ce type de précontrainte est réalisé par des armatures (câbles) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est soumis), en respectant les étapes suivantes :

- Des conduites (gaines) sont positionnées à l'intérieure du coffrage avant bétonnage ;
- Les armatures sont enfilées dans des conduites après bétonnage ;
- Après le durcissement du béton les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages ;
- Les conduites sont injectées par un coulis de ciment afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion et d'amélioration l'adhérence entre les armatures et les gaines.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise ;
- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton ;
- Présenter un retrait minimal.

VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1 Caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P2), pour X = L/2 .

Tableau VI. 1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (L/2).

X=L/2	H (m)	B (m^2)	v (m)	v' (m)	I_G (m^4)	ρ (%)
Poutre seule	2.0000	0.8000	0.9300	1.0700	0.3900	48.99
Poutre + Dalle	2.2500	1.2200	0.8100	1.4400	0.7000	49.19

VI.3.2 Caractéristiques du béton :

Fc_{sup} =35MPa
Fc_{inf} =27MPa
Ft_{28} =0.6+(0.06×Fc_{28}) =2.7MPa

- **Les contraintes admissibles du béton**

σ_{bc} = 0.6×Fc_{28}= 21MPa
σ_{bt1} = 1.5×Ft_{28}= -4.05MPa
σ_{bt2} = -Ft_{28}= -2.7MPa

VI.3.3 Les résultats des moments et efforts tranchants tirés de logiciel (Robot)

- **Le moment due à la charge propre de la poutre**

M_{gp} = 3.728 MN.m

- **Le moment maximal de la poutre la plus sollicité à l'ELS pour la combinaison G+D240**

M_{max} = 9.833 MN.m

- **Le moment minimal dans la même poutre due à la charge permanentes**

M_{min} = 6.416 MN.m

- **L'effort tranchant maximale de la poutre la plus sollicité à l'ELS pour la combinaison G+D240**

V_{max} = 1.129 MN

- **L'effort tranchant minimale dans la même poutre due à la charge permanentes**

V_{min} = 0.665 MN

VI.3.4 L'effort minimale de la précontrainte

- **L'effort minimal de la précontrainte qui doit être respecté durant la durée de vie de l'ouvrage :**

P_{min}=Sup (P1 ; P2)

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

- **En section sous critique :**

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

$\Delta M = M_{max} - M_{min}$ = 9.833-6.416= 3.417 MN.m

Donc :

$$PI = \frac{3.417 + \frac{0.7000 \times (-4.05)}{1.44} + \frac{0.7000 \times (-2.7)}{0.81}}{0.4919 \times 2.25} = -0.800\text{MN}$$

- **En section sur critique :**

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

On prend :

d'= 0.1 × H (P+D) = 0.1 × 2.25 = 0.225m

Donc :

$$PII = \frac{9.833 + \frac{0.7000 \times (-2.7)}{1.44}}{1.44 + 0.4919 \times 0.81 - 0.225} = 5.286\text{MN}$$

On remarque que PII > PI Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

$P_{min} = P_{II}$ = 5.286 MN

- **Calcule de l'excentricité moyenne e_{pII} :**

e_{PII} = - (v'- d') = - (1.44-0.225)

e_{PII} = - 1.215 m

VI.3.5 Détermination du nombre de câbles

On a opté pour un câble 13T15s qu'a les caractéristiques suivantes :

- Câble : T15s.
- Nombre des torons : 13.
- Section pour 1T15s = 150mm².
- Section pour 13T15s A_p=1950mm².
- Diamètre de la gaine $Ø_{gaine}$ =80mm.
- Contrainte maximale de rupture garantie f_{prg} = 1770 MPa.
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} = 1593 MPa.
- Module d'élasticité E_p=190000 MPa.

VI.3.6 A mi-travée

- **Le nombre des câbles nécessaires pour répondre aux besoins de pont**

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

- **Calcule de P_0 (l'Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer)**

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

$0.8 \times f_{prg} \times A_p = 2.7612$ MN.
$0.9 \times f_{peg} \times A_p = 2.7957$ MN.
$P_0 = 2.7612$ MN.

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P_0, donc :

$$n \geqslant (5.286/2.7612 \times 0.75) = 2.5525.$$

Nous aurons **3 câbles** de **13T15s** à mi travée.

VI.3.7 A l'about

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

$e_0 = -(v'-d') = -(1.07-0.225)$.
$e_0 = -0.845$m.
$M_{poutre} = G_{poutre} \times (L^2/8)$.
$M_{poutre} = 3.728$ MN.m.

Les câbles d'about doivent être tires à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0.

Pour avoir le nombre de câble a l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\overline{\sigma}_{sup} = \frac{Mpoutre \times v}{In} + P\ x\ (\frac{1}{Bn} + \frac{e0 \times v}{In}) \geqslant \overline{\sigma}_{bt} = -1.5 \times ft_{28}.$$

$$\overline{\sigma}_{inf} = -\frac{Mpoutre \times v'}{In} + P\ x\ (\frac{1}{Bn} - \frac{e0 \times v'}{In}) \leqslant \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28}.$$

$\overline{\sigma}_{sup}$ = 8.8898-0.7650 × P ⩾-4.05MPa.

P ⩽ 16.9147MN.

$\overline{\sigma}_{inf}$ = -10,2281+ 3,5683P⩽21MPa.

P ⩽ 8,7515 MN.

Sachant que :

$0.9 \times n \times P_0 \leqslant P$

$$n \leqslant \frac{P}{0.9 \times P0} \quad \begin{cases} n \leqslant 6.80 \\ n \leqslant 3.52 \end{cases}$$

On prend **3 câbles de 13T15s** : les inégalités sont vérifiées à l'about.

VI.3.8 Pré-vérification de la précontrainte

- $fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} fc28$ si j <28 j. Selon BAEL99.
- $\overline{\sigma}_{bcj} = 0.6fcj$ En construction.
- $\overline{\sigma}_{bt2} = -1.5 \times ft28$ Hors section d'enrobage en construction.
- $\overline{\sigma}_{bt2} = -1.5 \times ft28 = -4.05MPa$ Section d'enrobage en construction.

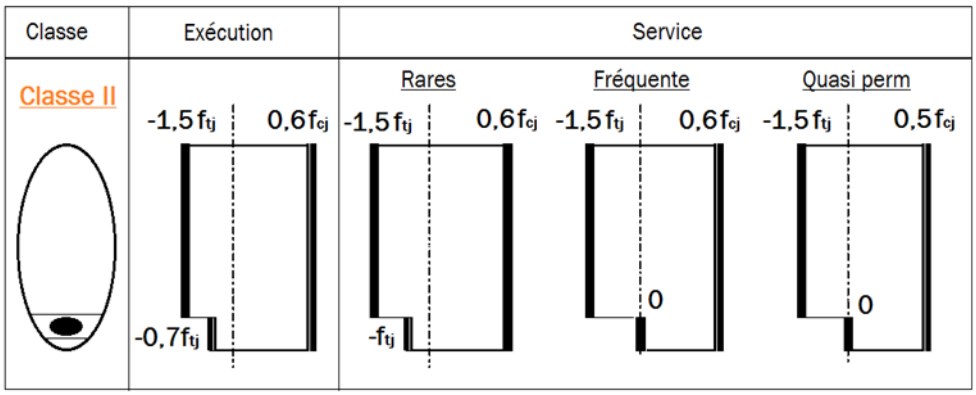


Figure VI. 1: Les contraintes admissibles de traction et compression du béton

Tableau VI. 2: Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes

Première phase : Après 7 jours

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

fc_7 = 23.18 MPa
ft_7 = 1.99 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$ = -2.99 MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$ = -1.39 MPa
$\overline{\sigma}_{bcj}$ = 13.91 MPa
ΔP = 10 %
Nombre de câble 3

Deuxième phase : Après 28 jours

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

fc_{28} = 35.00 MPa
ft_{28} = 2.70 MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$ = - 4.05 MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$ = - 1.89 MPa
$\overline{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 MPa
ΔP = 15 %
Nombre de câble 3

3ème phase : Apres coulage de la dalle

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

Ƒc28 = 35.00 MPa
Ƒt28 = 2.70 MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$ = - 4.05 MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$ = - 1.89 MPa
$\overline{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 MPa
ΔP = 20 %
Nombre de câble 3

Quatrième phase : En service

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

Ƒc28 = 35.00 MPa
Ƒt28 = 2.70 MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$ = - 4.05 MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$ = - 2.70 MPa
$\overline{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 MPa
ΔP = 25 %
Nombre de câble 3

Tableau VI. 3: Résultats de vérifications des contraintes

Formules de calcul	$\sigma_{sup} = \frac{p}{b} - (p \times e0 - m) \times \frac{v}{i}$; $\sigma_{inf} = \frac{p}{b} + (p \times e0 - m) \times \frac{v'}{i}$					
Phases	e(m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)	Observation
Phase1	0.85	3.73	3.93	5.88	3.81	Bien
Phase2	0.85	3.73	7.45	3.19	16.36	Bien
Phase3	1.22	5.67	7.04	2.43	11.70	Bien
Phase4	1.22	9.90	6.21	6.97	0.25	Bien

➢ **Interprétation :**

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

VI.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.4.1 Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VI.4.2 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 :

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

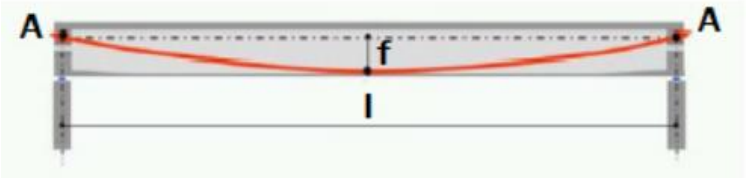


Figure VI. 2: Géométrie des câbles.

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.

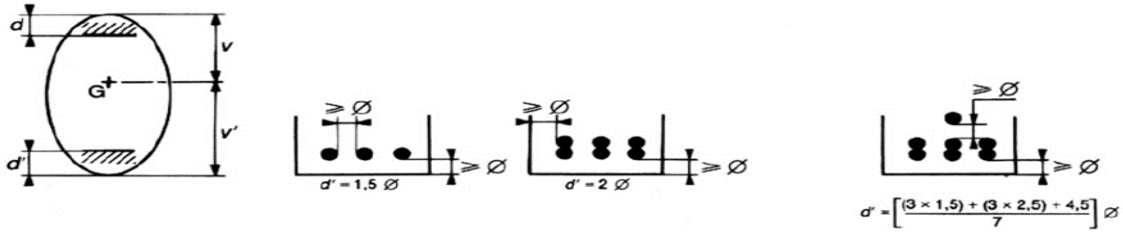
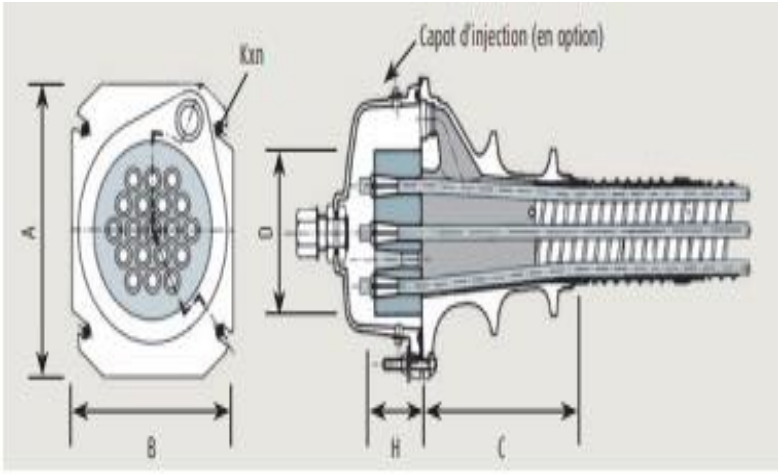


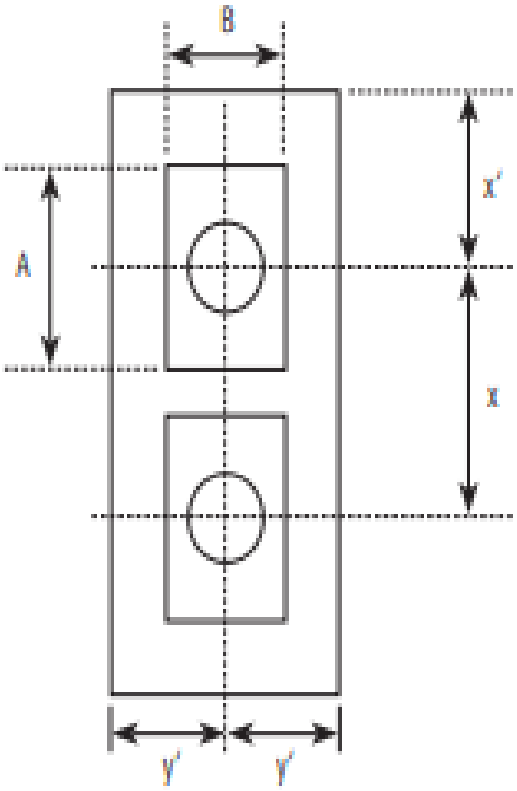
Figure VI. 3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = L/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.

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

On opte pour des plaques d'ancrages A × B = 250 × 210 mm^2 ; X = 35 cm.





Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)

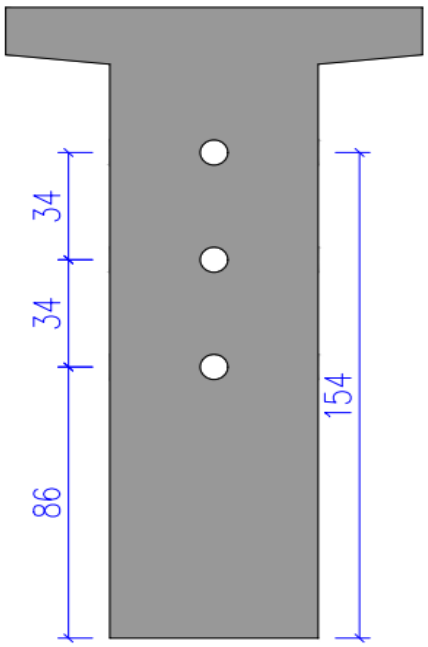
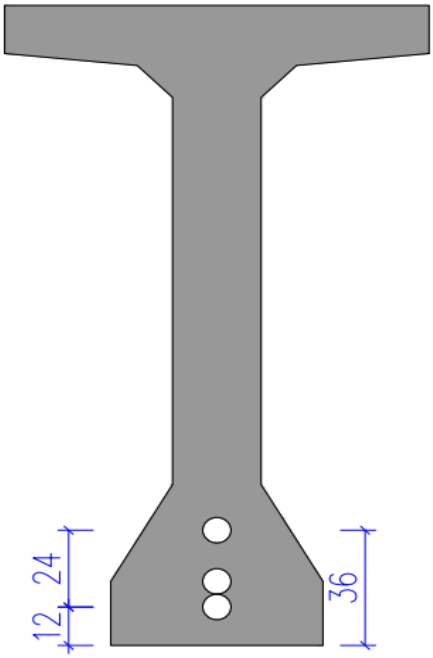
Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VI. 4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: Tracé des câbles:

Position Des Câbles	X = 0 (section d'about)		X = L/2 (section médiane)	
	Y_i (m)	Schéma	Y_i (m)	Schéma
Câble 1	0.86		0.12	
Câble 2	1.2		0.20	
Câble 3	1.55		0.36	
N lits	1		1	

Les trois câbles de la précontrainte présentes un alignement droit sur une distance qui s'éloigne avec 1 m à l'ancrage (x=0).

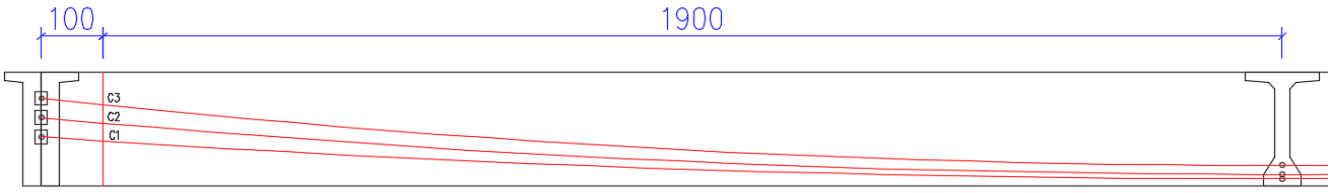


Figure VI. 5: Trajectoire des câbles

L'angle de déviation **β** sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times f/\ell)$$

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

$$\text{Arc sin}(\frac{Vm-\bar{V}}{2}) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}(\frac{Vm+\bar{V}}{2})$$

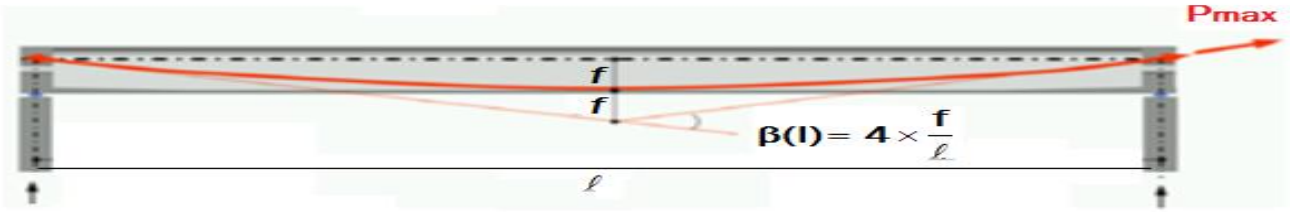


Figure VI. 6: L'angle de déviation des câbles

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

$$\alpha opt = \text{Arc}\sin(\frac{VM + Vm}{2P})$$

Avec :

$\overline{V}$: l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about, donné par la formule :

$$\overline{V} = \overline{\tau} \times bn \times 0.8h$$

Avec :

$\overline{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service, donné par :

$\overline{\tau} = \sqrt{[0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]}$.

$\overline{\sigma}_x$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre, donné par $\overline{\sigma}_{bt1} = \frac{P}{Bn}$.

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.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine. $\Phi = 8$ cm : diamètre de la gaine.

Les données de calcul de ce projet :

$b_n = 0.52$ m. $L_{câble} = 40.05$ m.

$B_n = 1.70$ m2.

$P = 6.21$ MN. $L_{reel} = 1$ m.

$\overline{\sigma}_x = 3.64$ MPa.

$\overline{\tau} = 2.62$ MPa. $L_{pb} = 38.05$m.

$\bar{V} = 2.45$ MPa.

Alors on a :

$$12.28\ ° \leq \alpha \leq 30.104\ °$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

$\alpha_{C1} = 4.13$	$\alpha_{C2} = 5.58$	$\alpha_{C3} = 6.58$ (°)

Tableau VI. 5: Caractéristiques du tracé des câbles

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=20			
C1	38.05	4.13	0.86	0.79	0.12	0.67	271.01	0.070
C2	38.05	5.58	1.2	1.10	0.20	0.90	200.57	0.095
C3	38.05	6.58	1.55	1.43	0.36	1.07	168.40	0.113

VI.5 CALCUL DES PERTES

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Les pertes doivent être classées en deux catégories :

VI.5.1 Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontraintes subissent des pertes de tension instantanée (appelées aussi pertes à la mise en œuvre) qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanée 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 : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

VI.5.1.1 Perte de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σp0 diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

Avec :

σ_{p0} : la tension à l'origine è σ_{p0}=1416 MPa
e : la base des logarithmes népériens.
f : coefficient de frottement en courbe (rd-1) f = 0.18 rd
α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)
$\alpha(x) = |\alpha(x) - \alpha(0)|$
($\alpha(x)$: Angle du câble à une distance (x) et $\alpha(0)$ Angle du câble à x=0)
x : la distance de la section considérée (m)
φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ; φ = 0.002 m^{-1}

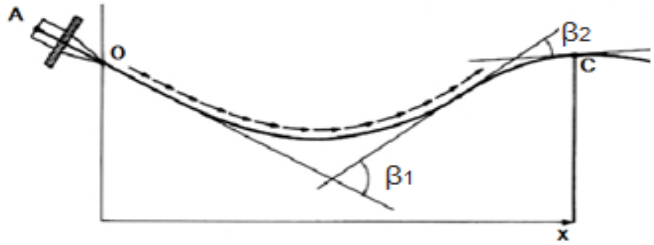


Figure VI. 7: Frottements le long du câble lors de la mise en tension

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

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

Tableau VI. 6: 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	20	0.070	0.053	72.61	78.02	5.51%
C2	20	0.095	0.057	78.55	78.02	5.51%
C3	20	0.113	0.060	82.91	78.02	5.51%

VI.5.1.2 Perte de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma\, g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times K(d - x).$$

Avec :

K : constante ; $K = f \times (\beta / \ell) + \varphi$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage ; $d = \sqrt{(E_p \times g / \sigma_{p0} \times K)}$.

g : intensité du recul d'ancrage ; $g = 6$ mm

Tableau VI. 7: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	L (m)	K (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ MPa	$\Delta\sigma_p(0)$ MPa
C1	20.00	0.0026	17.49	0.00	130.36 MPa
C2	20.00	0.0029	16.80	0.00	135.74 MPa
C3	20.00	0.0030	16.34	0.00	139.57 MPa

VI.5.1.3 Perte de tension par déformation instantanée du béton

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

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Eij} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

σ_{bj} : contrainte parabole du béton ; $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{Ig} - \frac{Mp \times e}{2Ig}$.

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

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

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

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VI. 8: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Les données de calcul :

M_g	3.73 MN
E_{ij}	35981.73 MPa
e	0.84 m
B	0.80 m²
I_G	0.39 m⁴
n câble	3

Les résultats :

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$	15.99 MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$	42.21 MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$	2,98 %

VI.5.2 Perte de tension différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées, elles se produisent pendant une longue période de temps après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps,

On distingue trois types :

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

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

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

VI.5.2.1 Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait du béton correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton.

Il existe 4 types de retrait dans le béton :

- Le retrait de séchage.
- Le retrait plastique.
- Le retrait endogène (encore appelé retrait d'autodessication, ou retrait chimique d'hydratation du ciment).
- Le retrait thermique.

Les câbles ne sont tendus que lorsque le béton a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement due au retrait effectué après leur mise en tension. 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. $\xi r = 2 \times 10^{-4}$.

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

La perte finale de tension par retrait est donc :

$\Delta\sigma r \approx E_p \text{-} \xi_r$

- **Les résultats de calcul :**

$\Delta\sigma_r$=38.00 MPa

$\Delta\sigma_r$=2.68 %

VI.5.2.2 Perte de tension due au fluage du béton

Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton elle subit une déformation instantanée au moment du chargement et une déformation différée, cette déformation différée est appelée ''fluage''.

Le fluage dépend de :

- La valeur de la charge appliquée
- Caractéristiques mécaniques du béton : en particulier son module d'élasticité
- Conditions ambiantes
- L'âge auquel est appliqué la charge (plus le béton est chargé tardivement moins il flue)

Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma fl = \frac{Ep}{Eij}[\sigma max - \sigma b]$$

Avec :

σ_{max}: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension

$$\sigma_{max} = \frac{-M_p}{I_G}.e^0 + n\,A_p\,(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst})[\frac{1}{B} + \frac{{e^2}_0}{I_G}].$$

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application

$$\sigma_{max} = \frac{-M_f}{I_G}.e^0 + n\,A_p\,(\sigma_0 - \Delta\sigma_T)[\frac{1}{B} + \frac{e^2{}_0}{I_G}].$$

j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Les données et les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Pertes due au fluage

Coefficient	M_p (MN).	e (P+D) (m)	P (MN)	I_{nette} (m^4)	B_n (m^2)	V'$_n$ (m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Valeur	6.42	1.21	6.21	0.70	1.22	1.44	7.03	92.80	6.55

VI.5.2.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles :

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension à longueur constante, 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 :

$$\Delta_{\sigma p} = \frac{6}{100}.\rho_{1000} + \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} + -\mu_0\right).\sigma_i$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho_{1000}}$: Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures ; $\boldsymbol{\rho_{1000}}$ = 2,5%.

σ_i : Tension initiale (après toutes les pertes instantanées).

$\boldsymbol{\mu_0}$: Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

- **Les résultats de calcul :**

$\Delta\sigma_{rel}$ = 58.71 MPa

$\Delta\sigma_{rel}$ = 4.15%

VI.5.3 Récapitulation

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

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

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma p + \Delta\sigma e + \Delta\sigma_r + \Delta_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} = 21.18\ \%$$

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 25%, la valeur qu'on a proposée au départ, donc le nombre du câble reste vérifié (3 câbles de 13T15s).

VI.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

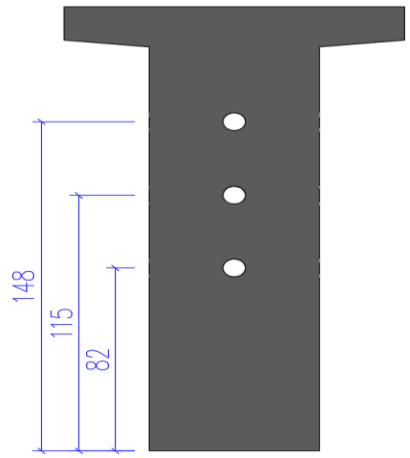
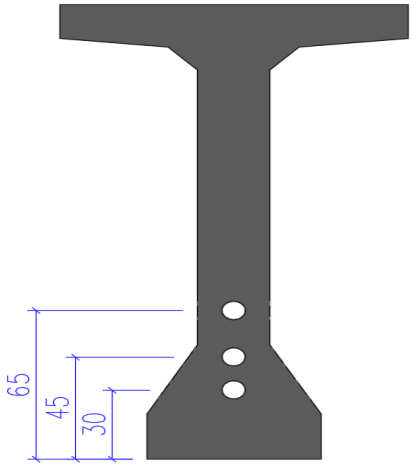
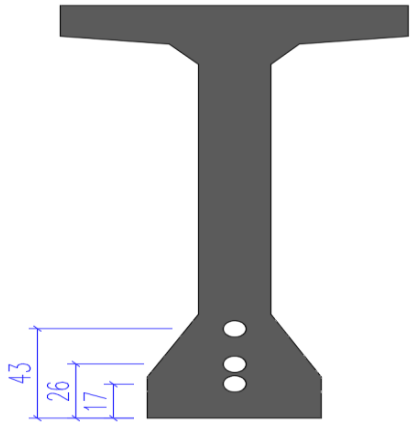
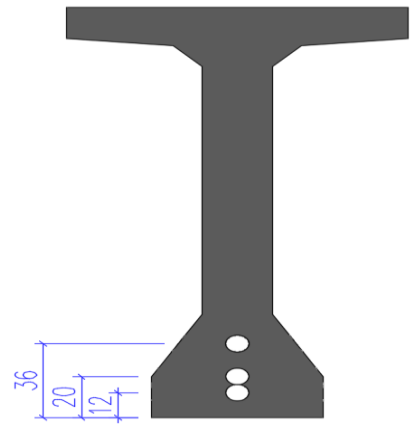
Cette vérification consiste à calculer les contraintes normales et tangentielles dans le béton et les comparer aux contraintes limites autorisées.

Elle doit être établie pour chacune des phases de construction mais également pour la phase de service.

VI.6.1 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=0.5) pour la vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VI. 10: Sections de vérification

x = 0.5 m	x = L/4
	
x = 3L/8	**x = L/2**
	

VI.6.2 Limitation des contraintes

Tableau VI. 11: Limitation des contraintes (j = 7jours)

j = 7 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	13.91 MPa	Exécution / Q. Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2.99 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.39 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.99 MPa	Q.Rares

Tableau VI. 12: Limitation des contraintes (j > 28 jours)

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	21.00 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.89 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.70 MPa	Q.Rares

VI.6.3 Caractéristiques nettes des sections de calcul

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits. 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 AUTOCAD 2016**.**

Tableau VI. 13: Caractéristiques nettes des sections de calcul

	x=0,5 m		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25
B_{nette} (m^2)	1.280	1.700	0.782	1.202	0.782	1.202	0.782	1.202
v_n (m)	0.931	0.921	0.916	0.802	0.913	0.800	0.912	0.799
v'_n (m)	1.069	1.329	1.084	1.448	1.087	1.450	1.089	1.450
I_{nG} (m^4)	0.476	0.831	0.383	0.682	0.378	0.680	0.378	0.674
ρ (%)	37.24	39.85	49.34	48.81	48.88	48.46	48.69	48.33

VI.6.4 Justification de la poutre à l'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifié le non-dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi- travée).

Selon le BPEL :

$P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P$.

$P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P$.

Avec :

$P_0 = 2.76$ MN.

ΔP : Perte de tension.

P_0 : Tension a l'origine.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N° câbles	Mt (%)	ΔP	P_1	P_2	d x=0,5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4.25	4.08	3.85	1.15	0.47	0.29	0.23
Phase 2	3	100	8.49	7.88	7.27	1.15	0.47	0.29	0.23
Phase 3	3	100	11.66	7.67	6.96	1.15	0.47	0.29	0.23
Phase 4	3	100	21.18	7.04	6.01	1.15	0.47	0.29	0.23

- **Justification des contraintes normales :**

On vérifie que la contrainte normale **σ_y** est comprise entre les contraintes limites $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt}$, c'est-à-dire : $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Nous avons :

$$\sigma(y) = \frac{P}{Bn} + \frac{P\, e_0 - M}{In} \times y$$

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 moyen de précontrainte.

M : Moment fléchissant extérieur.

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

Tableau VI. 15: Vérification des contraintes normales de la Phase 1 et la Phase 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.08	0.62	0.80	0.86	-0.08	0.62	0.80	0.86
MEls		0.00	2.75	3.48	3.73	0.00	2.75	3.48	3.73
P_1 (MN)		4.08	4.08	4.08	4.08	7.88	7.88	7.88	7.88
P_2 (MN)		3.85	3.85	3.85	3.85	7.27	7.27	7.27	7.27
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	6.58	8.38	9.00	0.00	6.58	8.38	9.00
	σ_{inf}	0.00	-7.78	-7.40	-10.74	0.00	-7.78	-9.99	-10.74
σ_{P1} (MPa)	σsup	3.83	-0.80	-2.64	-3.27	7.40	-1.55	-5.11	-6.31
	σ_{inf}	2.43	12.35	14.59	15.36	4.69	23.84	28.17	29.66
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.61	-0.76	-2.49	-3.08	6.83	-1.43	-4.71	-5.82
	σ_{inf}	2.29	11.63	13.75	14.47	4.33	21.99	25.98	27.35
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.83	5.77	5.74	5.73	7.40	5.03	3.28	2.69
	σ_{inf}	2.43	4.56	7.19	4.61	4.69	16.06	18.19	18.91
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.61	5.82	5.89	5.92	6.83	5.15	3.67	3.18
	σ_{inf}	2.29	3.85	6.35	3.73	4.33	14.21	16.00	16.61

Tableau VI. 16: Vérification des contraintes normales de la Phase 3 et la Phase 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.18	0.98	1.16	1.22	0.18	0.98	1.16	1.22
M_{Els}		0.00	4.14	5.24	5.67	0.00	7.43	9.24	9.90
P_1 (MN)		7.67	7.67	7.67	7.67	7.04	7.04	7.04	7.04
P_2 (MN)		6.96	6.96	6.96	6.96	6.01	6.01	6.01	6.01
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.87	6.20	6.73	0.00	8.75	10.94	11.75
	σ_{inf}	0.00	-8.78	-11.24	-12.21	0.00	-15.79	-19.83	-21.32
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.99	-2.48	-4.19	-4.76	2.74	-2.27	-3.84	-4.37
	σ_{inf}	6.69	22.37	25.54	26.61	6.14	20.53	23.44	24.42
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.71	0.41	-0.45	-4.32	4.93	0.77	-0.84	-3.73
	σ_{inf}	6.07	20.28	23.15	24.12	5.24	17.52	20.00	20.84
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.99	2.39	2.02	1.97	2.74	6.48	7.10	7.38
	σ_{inf}	6.69	13.59	14.29	14.40	6.14	4.74	3.61	3.10
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.71	5.27	5.76	2.41	4.93	9.52	10.10	8.02
	σ_{inf}	6.07	11.50	11.91	11.91	5.24	1.73	0.17	-0.48

- **Conclusion :**

On remarque que les valeurs de contraintes obtenues sont comprises entre les deux valeurs de contraintes admissibles, et ceci pour les quatre phases de construction, donc on peut dire que les contraintes normales sont vérifiées.

- **Justification des contraintes tangentielles :**

Le but de cette vérification est de montrer que l'effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\overline{\tau}^2 \leq 0.4\, f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_1}^2$$

Et :

$$\overline{\tau}^2 \leq 2\, x\, (f_{tj}/f_{cj})\, x\, [0,6\, f_{cj} - \sigma_x]\, x\, [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau}_2^2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x: Contrainte normale.

- **Détermination de la contrainte normale :**

La contrainte normale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum Pi \cos \alpha i$

B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats de calcul de P sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 17: résultats de calcul de la somme des Pcos α

	α	Pi	Pcos α
Pc1	4.13	2.18	2.17
Pc2	5.58	2.18	2.17
Pc3	6.58	2.18	2.16
	Somme		6.50

Donc on aura :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{6.50}{1.70} = 3.81 \text{ MPa}, \ \sigma_x < 0.4 f_{cj}.$$

Alors on vérifier juste que $\boldsymbol{\tau} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_1}}$.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI. 18: Vérification des contraintes tangentielles

B_n (m^2)	V_{ser} (MPa)	V_{red} (MPa)	S_n(m)	I_n (m^4)	b_n (m)	σ_x (MPa)	$\boldsymbol{\tau}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\tau_1}}$(MPa)
1.7000	1.13	0.51	0.63	0.83	0.52	3.81	0.75	2.38

- **Conclusion :**

On constate que $\boldsymbol{\tau}$ = 0.75 MPa < $\boldsymbol{\tau}_1$ = 2.38 MPa, donc les contraintes tangentielles sont bien vérifiées.

VI.6.5 Justificatif de la poutre a l'ELU

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

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

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec :

$\beta_u \geq 30°$

σ_x et σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : contrainte tangentielle ultime ; $\tau_u = \frac{V_{u,red} . S_n (y)}{I_n \, b_n}$

Tableau VI. 19: Détermination de l'angle βu

V_{ult}	1.52 MPa	B_n	1.70 m²
V_{red}	0.91 MPa	σ_x	3.81 MPa
S_n	0.63 m³	τ_u	1.32 MPa
I_n	0.83 m⁴	β_u	17.38°
b_n	0.52 m	On prend β_u 30 °	

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_t} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \, tg\beta_u$$

Avec :

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

S_t : Espacement de deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

γ_s = 1.15 pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

- **Application Numérique :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.91 \text{ cm}$$

- **Minimum d'armatures transversales :**

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 4.78 \text{ cm}$$

$St \leq Min \{1m ; 0.8 h ; 3 b_0\}$.

Avec :

h : la hauteur totale de la poutre et b_0 la largeur brute de l'âme).

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement constant :

$$St \leq \frac{2.26}{0.0478} = 47.28 \text{ cm}$$

On prend :

S_t=30 cm

- **Vérification au non-écrasement des bielles de béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq f_{c28} / 6 = 5.83 \text{ MPa}$$

Ce qui est vérifiée.

VI.7 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 As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

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

Avec :

B_t : Aire du béton tendu.

N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t.

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

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VI. 20: Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.

B_t	0.0732m²
σ_{Bt}	0.48MPa
N_{Bt}	0.018MN

On aura : **As = 4.12cm².**

Tenant compte de la Figure VI.8 représentée ci-aprés :

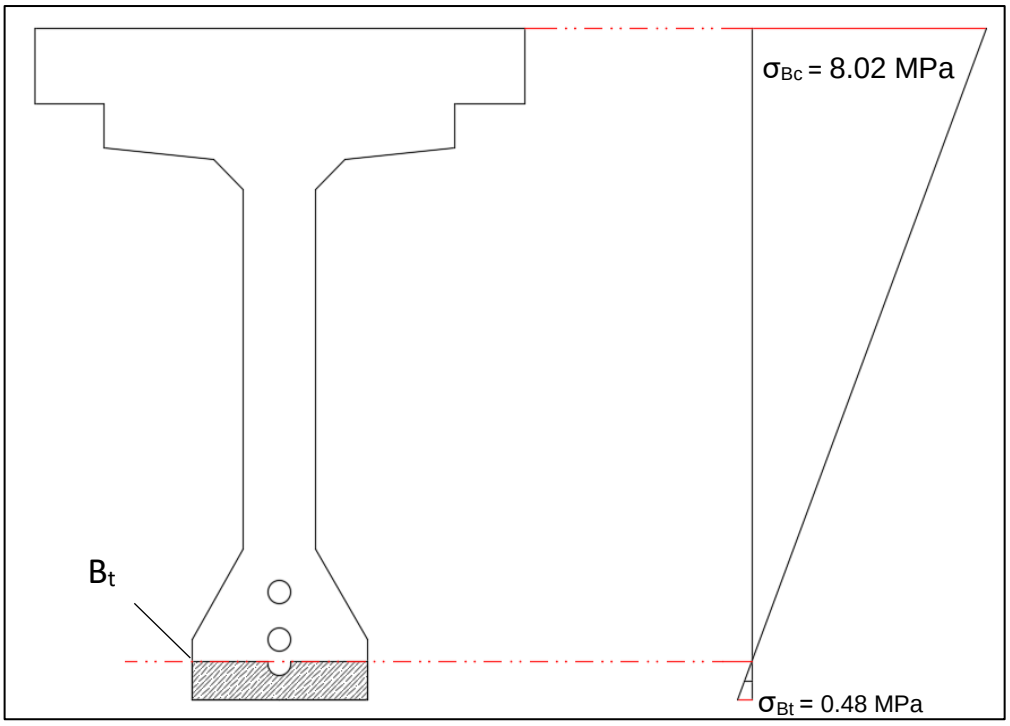


Figure VI. 8: Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue.

NB : l'armature de peau est suffisante.

VI.8 CALCUL JUSTIFICATIF EN SECTIONS PARTICULIERES

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés. Nous distinguons :

- Les zones d'ancrage des armatures de précontrainte (Zone d'About).
- Les zones d'application des réactions d'appui (Zone d'Appui).

VI.8.1 Etude de la zone d'about

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, composant ce qu'on appelle « Zone de régularisation » :

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle ou les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce, c'est-à-dire : Lr = h = 2m.

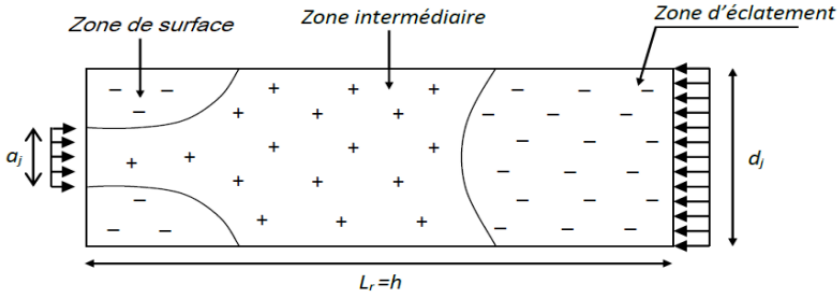


Figure VI. 9: Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage

➢ Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As donnée par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \max \frac{P_{j0}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$P_{j0} = P_0 - \Delta P = 2.15 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

D'où

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

On disposera d'un cadre HA12 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$).

➢ Effets d'éclatement :

- **Contrainte de traction du béton :**

La contrainte de traction du béton σ_{tj} doit vérifier :

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

Avec :

a_j : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; a = 0.25 m

d_j : hauteur du prisme symétrique de niveau j .

b : largeur de la poutre ; b = 0.6 m

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à « j » jour ; f_{tj} = 2.7 MPa

- **Determination des dimesions du prisme :**

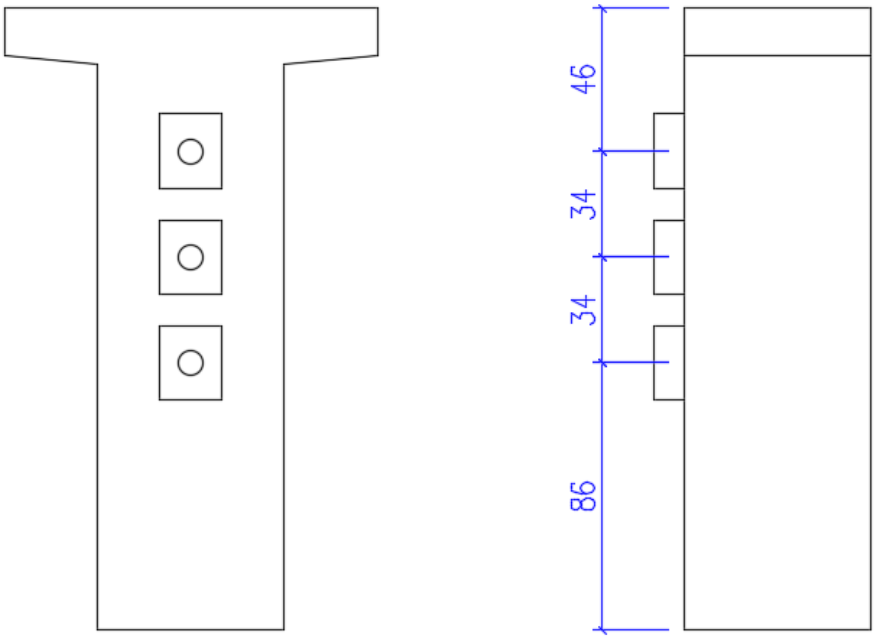


Figure VI. 10: Dimensions du prisme

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj :

d1 = Min (2C1 ; C2) = Min (2 x 0.46 ; 0.34) = 0.34 m.

d2 = Min (C2 ; C3) = Min (0.34 ; 0.34) = 0.34 m.

d3 = Min (C3 ; 2C4) = Min (0.34 ; 2 x 0.86) = 0.34 m.

Les résultats sont mentionnés ci-après :

Tableau VI. 21: Vérification de la contrainte de traction

J	dj (m)	σ_{tj} (MPa)	1,25 f_{tj} (MPa)	Observation
1	0.34	1.81	3.38	Contrainte vérifiée
2	0.34	1.81	3.38	Contrainte vérifiée
3	0.34	1.81	3.38	Contrainte vérifiée

- **Contrainte de compression du béton :**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

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

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VI. 22: Vérification de la contrainte de compression

J	dj (m)	σ_{mj} (MPa)	2/3 f_{tj} (MPa)	Observation
1	0.34	10.54	18	Contrainte vérifiée
2	0.34	10.54	18	Contrainte vérifiée
3	0.34	10.54	18	Contrainte vérifiée

- **Ferraillage d'éclatement :**

La section de ferraillage est calculée comme suit :

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) x \frac{P_{j0}}{\sigma_{S\,lim}} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{S\,lim}} \end{cases}$$

$A_e = 7.42\ cm^2$

On disposera de **2 cadres HA16** ($A_s = 8{,}04\ cm^2$), Ces aciers sont à répartir sur une longueur d = 60 cm à l'aval des systèmes d'ancrage.

- **Equilibre général de diffusion pure :**

On calcule les contraintes qui existeraient à l'about si les principes de « Résistance des matériaux » s'appliquaient, qui sont données par :

$$\sigma = \frac{p}{s} + P \times e_0 \times \frac{v(v')}{I} \quad \text{et} \quad \tau_{max} = \frac{p \times \sin \alpha}{b_n \times z}$$

Pour cela nous considérons une section équivalente rectangulaire (60cm × 214cm) représentée ci-après

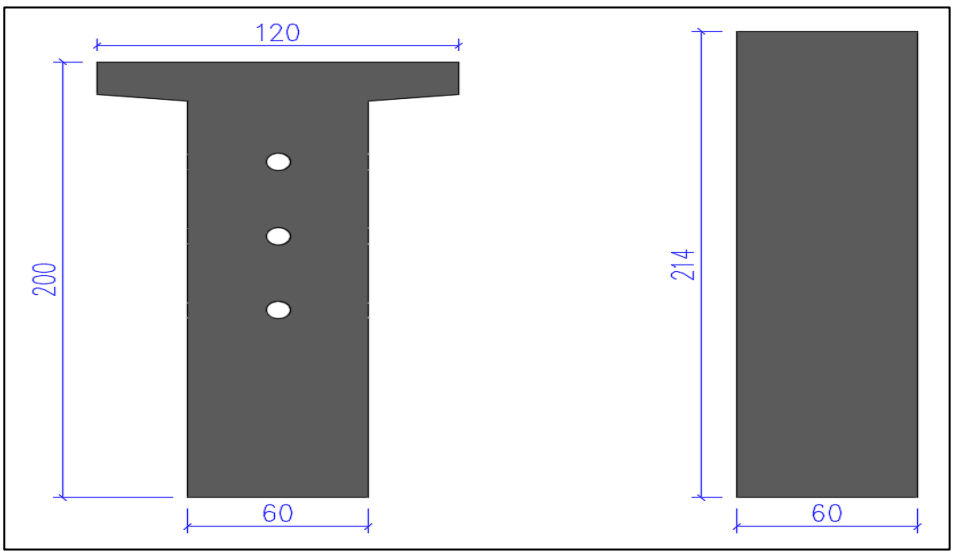


Figure VI. 11: Section équivalente de la poutre.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 23: Contraintes de compression et de cisaillement

B (m^2)	1.2839
B_{equi} (m^2)	1.2839
B (m)	0.6
h_{equi} (m)	2.14
v (m)	1.07
v' (m)	1.07
I (m^4)	0.49
e_0 (m)	0.84
n_{cable}	3

α	Psin α
4.13	0.16
5.58	0.21
6.58	0.25
Somme	0.62

σ_{sup} (MPa)	5.88
σ_{inf} (MPa)	3.81
τ_{max} (MPa)	1.32

- **Calcul des sollicitations :**

$$- X = \int \sigma(P_j) \times b \, dt$$

Avec :

$$- \sigma(Pj) = 6.08 - 1.20\,t$$

D'où :

$$- X(t) = 3.65\,t - 0.36\,t^2$$

Et :

$$- T = \int \tau(P_j) \times b \, dt$$

Avec :

$$- \tau(Pj) = 0.70\,t\,x\,(2,27 - t)$$

D'où :

$$- T(t) = 0.48\,t^2 - 0,14\,t^3$$

On peut alors calculer l'effort tranchant à chaque niveau d'ordonnée t (positive en descendant vers l'appui) :

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VI. 24: Effort tranchant Vx en fonction de t

T (m)	0.00	0.396	0.636	1.123	1.363	1.464	1.704	2.270
V_x (MN)	0.00	-1.5	-0.04	-1.511	-0.03	-0.29	1.25	0.00

La vérification de la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{g\,max} \leq 1.5\,f_{tj}$$

Avec :

$$\tau_{g\,max} = \tau_d + \tau$$

Où :

τ_d : représente un cisaillement conventionnel égal à :

$$\tau_d = \frac{2 \times V_x}{b \times \ell_r} = \frac{2 \times 1.25}{0.6 \times 2.27} = 1.84\ \text{MPa}$$

Avec :

τ : représente le cisaillement le plus défavorable due à l'ensemble des sollicitations calculé comme suit :

$\tau = 0.7\ t\ (2.27 - t) = 0.67$ MPa

D'où :

$\tau_{g\ max} = \tau_d + \tau = 1.84 + 0{,}67 = 2.52$ MPa $\leq 1{,}5\ ft_j = 1{,}5 \times 2.7 = 4.05$ MPa

(Contrainte vérifiée)

- **Armatures transversales :**

Elles sont calculées par la formule :

$$A_s = \frac{V_{xe\ max} \times N_{tc}}{\sigma_s}$$

Distribuées sur une longueur 2/3 ℓr à partir de la surface d'about.

Avec :

N_{tc} **:** Effort normal égal à :

$N_{tc} = P_h - T = 0.71 - (0.48 \text{ x } 1.704^2 - 0.14 \times 1.704^3) = 0.0182$ MN.

$V_{xe\ max}$: Effort tranchant max calculé comme suit :

$$V_{xe\ max} = V_{x\ max}\left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\ \tau_{d\ max}}\right)^2\right] = 1.25\left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times\ 1.84}\right)^2\right] = 0.95 \text{ MPa}$$

On aura donc :

$$A_s = \frac{V_{xe\ max} \times\ N_{tc}}{\frac{2}{3} \times\ f_e} = \frac{0.95 \times\ 0.0182}{434.78} = 21.55\ cm^2$$

Tableau récapitulatif :

Tableau VI. 25: Récapitulation du ferraillage de la zone d'about

Nature	Section minimale (cm^2)	Répartition
A_s	1.98	Près de la surface d'about
A_e	7.42	Sur 60 cm d'about
A_c	12.13	4 cadres HA16 Sur 1.4 m partir de l'about

VI.9 ETUDE DE LA ZONE D'APPUI

Cette zone est soumise à des forces concentrées dues aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

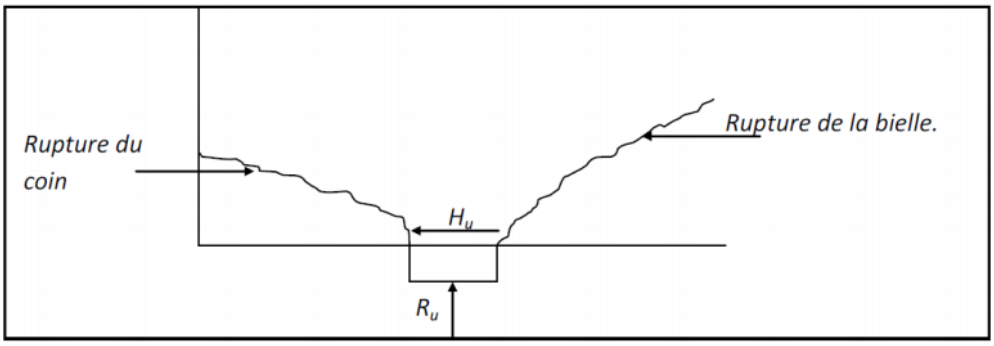


Figure VI. 12: Rupture de la bielle et du coin inférieur

- **Justification de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction verticale Ru et une réaction horizontale Hu. Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte ∑ Pi sin αi et ∑ Pi cos αi .

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépasse l'angle d'application βu donnée par la formule :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Avec

$$\sigma_{yu} = 0$$

Donc :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$$

La condition à vérifier : $\boldsymbol{\theta \leq \beta u}$

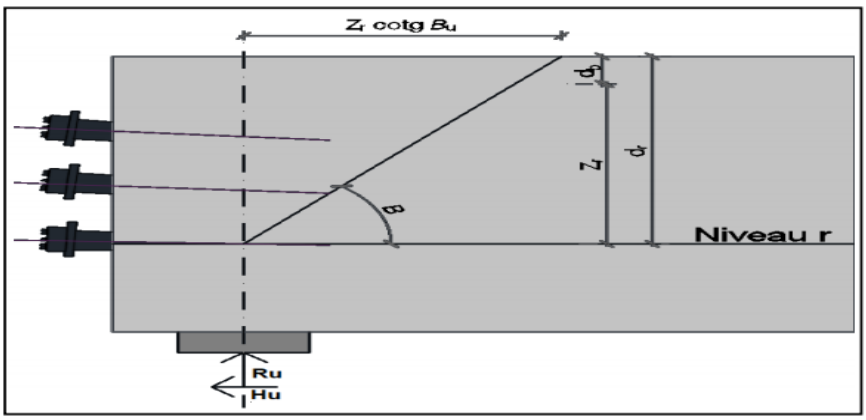


Figure VI. 13: Représentation de la bielle d'about

Le calcul consiste en premier lieu à rechercher le rang « r » des câbles nécessaires pour reprendre l'effort de la bielle avec un angle inférieur à βu.

Ce rang r existe si :

$$\sum \bar{P}i \times \cos \alpha i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}i \times \sin \alpha i) \times \cot g\, \beta u$$

Avec :

$\bar{P}i$: Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite ;

$$\bar{P}i = \text{Min}\{1.2\ P0\ ;\ (f_{prg} \times A_p) / 1.15\}$$

αi : Inclinaison sur l'horizontale du câble de rang i ;

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ;

H_u : Composante horizontale de la réaction d'appui ;

β_u : Défini précédemment, nous le prenons égal à 30° (Recommandation).

- **Application numérique :**

$\sum \bar{P}i \times \cos \alpha i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}i \times \sin \alpha i) \times \text{cotg}\ \beta_u$ → $6.81 \geq 1.91$ **(Vérifiée)**

La condition est vérifiée, on peut donc dire que **r** existe.

VI.10 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis tout d'abord de déterminer le câblage, mais également de vérifier que ce dernier satisfait bien la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA DALLE

VII.1 INTRODUCTION

Le tablier est un élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres.

Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

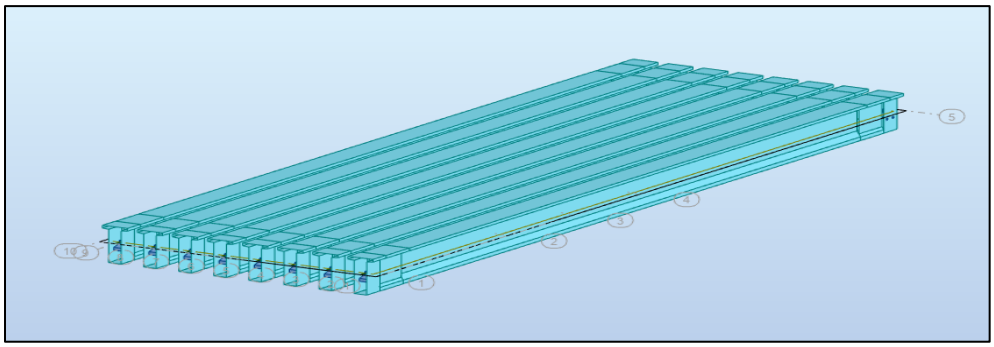


Figure VII.1 : Vue en 3D du tablier de pont.

VII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaitre sur certaines sections.

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la détermination des différentes flèches.

VII.3 FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie.

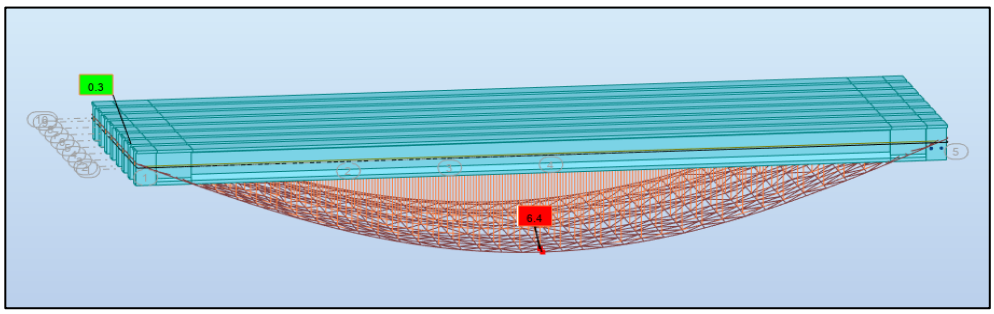


Figure VII.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 6.4 cm.

VIII.3.1 Contre flèche de précontrainte

- **Données de calcul :**

  $P_{Câble\ moy}$ = 7.88 MN (mise en tension a 100 %)

  e_0 = - 8 cm

  e_1 = 8.6 cm

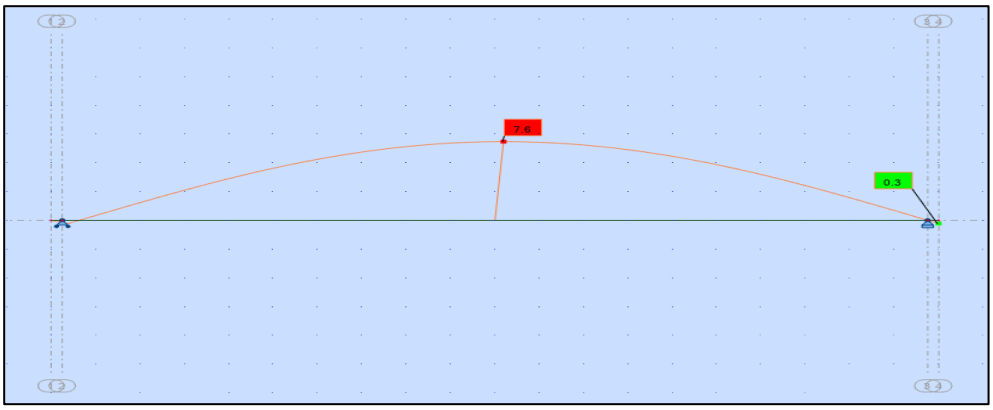


Figure VII.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

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 à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.6 cm.

f_p = - 7.6 cm

- **Flèche due à la construction**

Elle est dirigée vers le haut, dont la formule est donnée par :

$$f_e = \frac{3}{4}(|fp| - fg) = fe = \frac{3}{4}(|-7.6| - 6.4) = 0.9 \text{ cm}$$

VIII.3.2 Flèche maximale à ELS

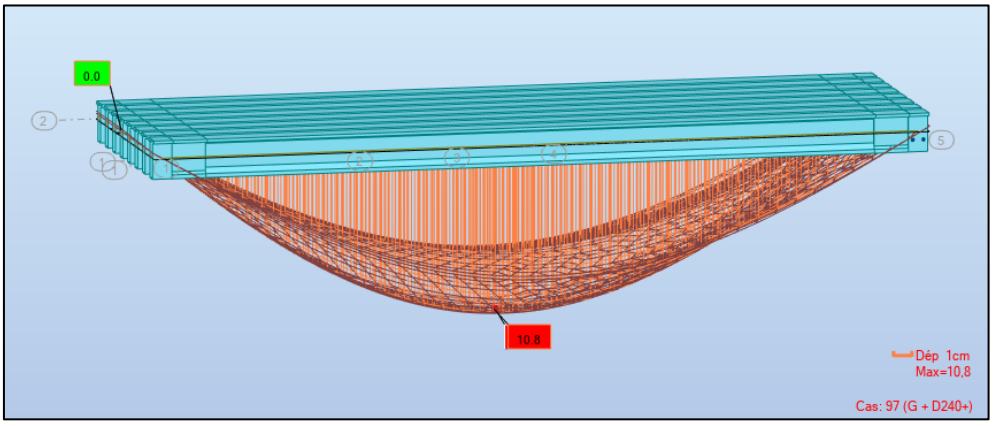


Figure VII.4 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 10.8 cm.

f_{ELS} = 10.8 cm

VIII.3.3 Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$ft = fc + fp + f_{ELS} = (0.9 + (-7.6) + 10.8) = 4.10 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges :

f_t = 4.10 cm est inférieur à la flèche admissible

f_{adm} = L/500 =40/500 = 8 cm) → $f_t < f_{adm}$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.4.1 Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important.

Ce cas généralement n'est pas pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 5 points de vérinage par entretoise.

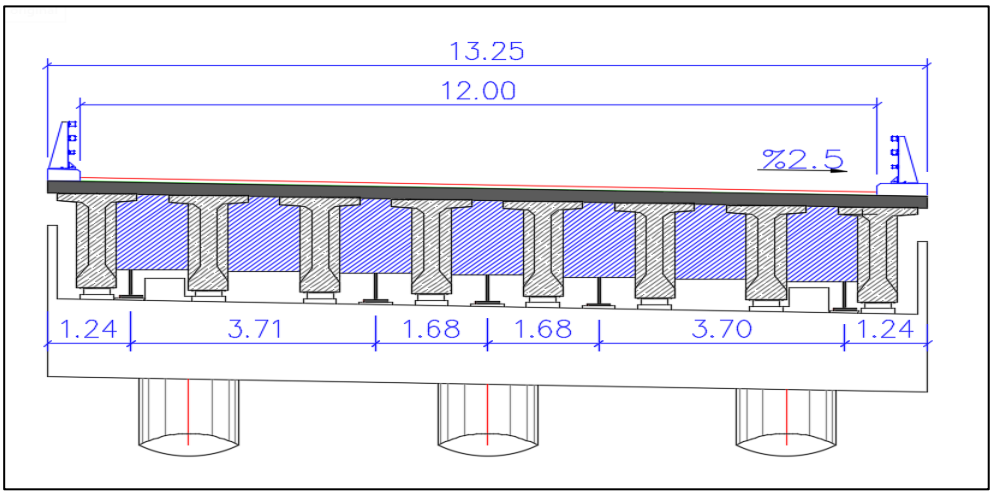


Figure VII.5 : Positions des vérins.

VII.4.2 Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur cinq appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $\mathbf{G_{Tabier} = 290.60\ KN/ml}$

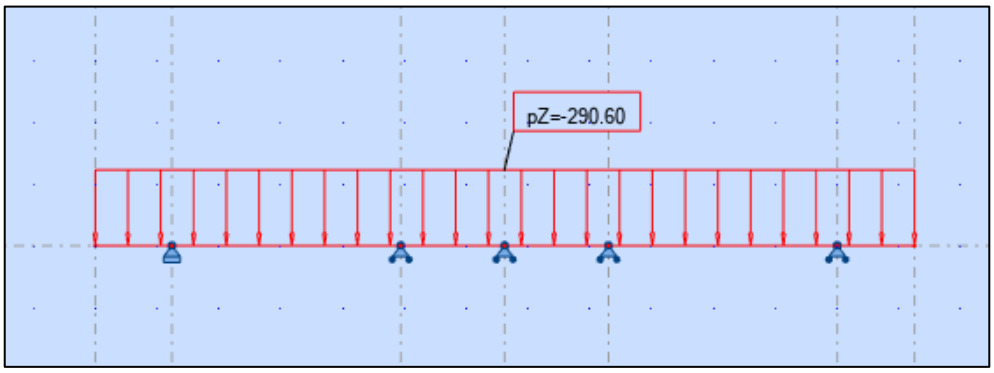


Figure VII.6 : Modélisation de l'entretoise.

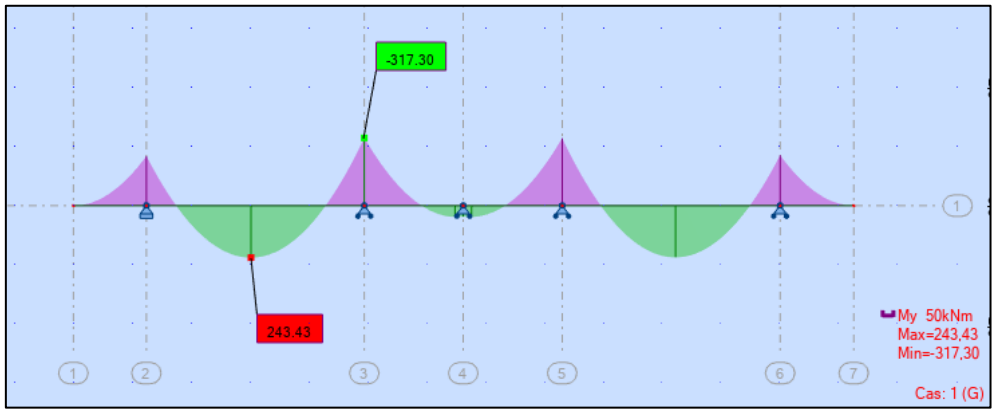


Figure VII.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.

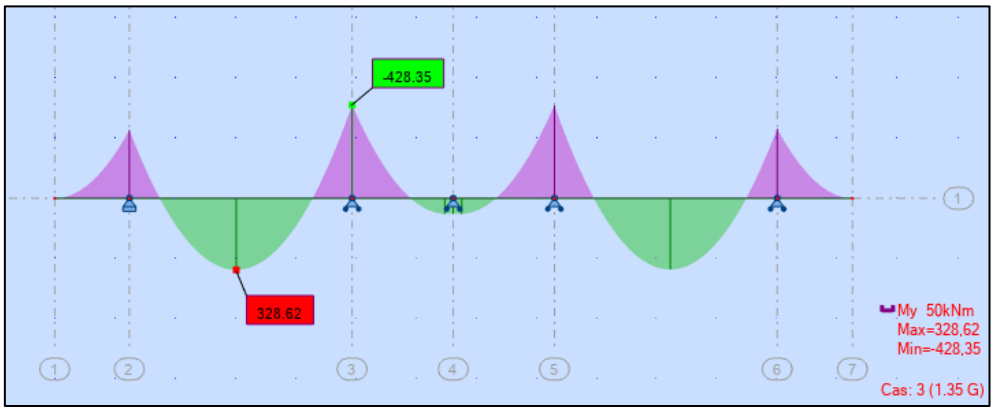


Figure VII.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.

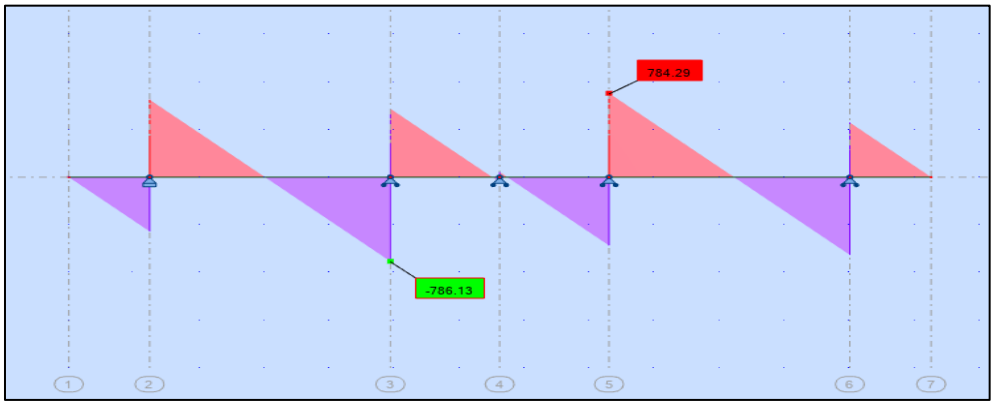


Figure VII.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VII.4.3 Ferraillage

D'après les diagrammes ci -dessus on a les moment maximal suivant :

Fibre supérieure : M_{max} = 317.30 KN.m

Fibre inférieure : M_{max} = 243.43 KN.m

La section de ferraillage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.4.3.1 Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)

- **Armatures principales**

As = 13 cm^2

On opte pour **7HA16** (As = 14.07 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures de peau (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour **HA12** ; avec un espacement de 15 cm.

VII.4.3.2 Ferraillage nappe inférieure

- **Armature principales**

As = 12.9 cm^2
On opte pour **7 HA16** (As = 14.07 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

VII.4.3.3 Cadres transversales (Effort tranchant)

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 15 cm.
(Voir Annexe D)

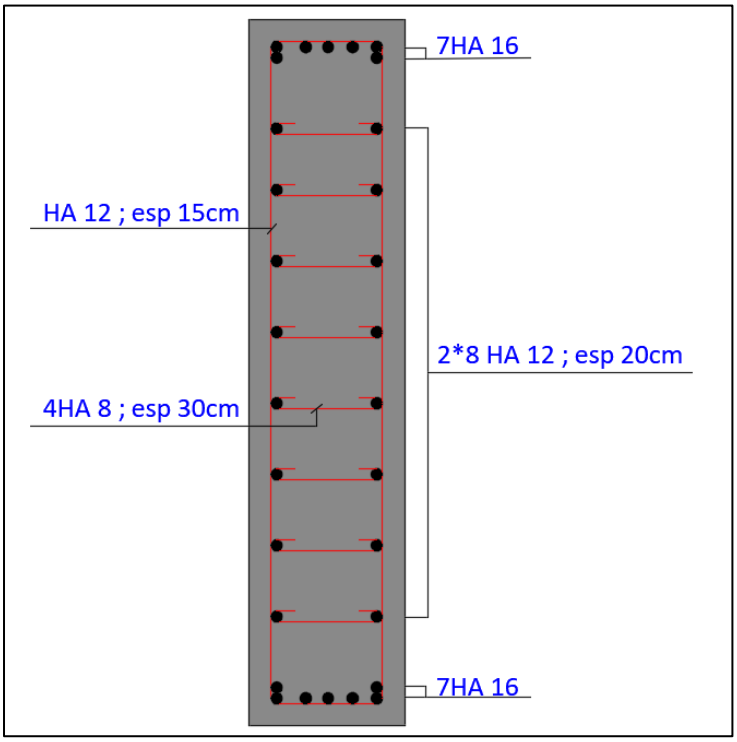


Figure VII.10 : Ferraillage de l'entretoise.

VII.5 ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- 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, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

➢ Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

L'épaisseur : 25 cm
La largeur :13.25 m
La longueur : le long de l'ouvrage

➢ Evaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en 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 3 (poids propre, poids des équipements), 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 nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

- **Mmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V)**

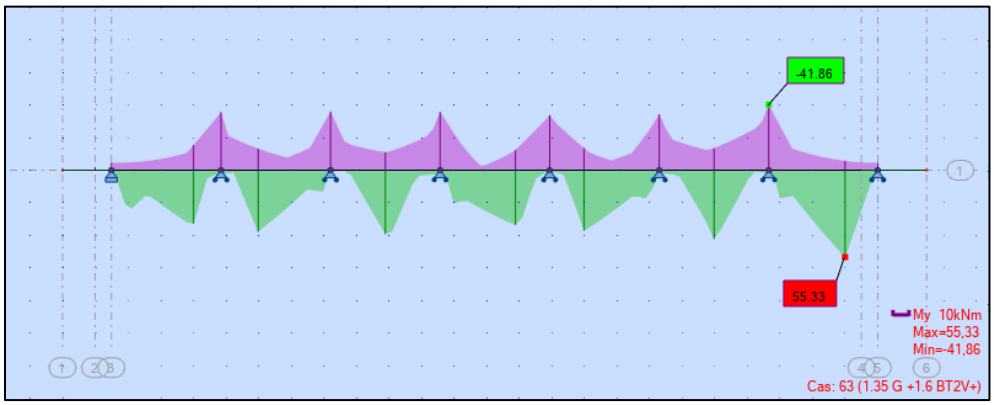


Figure VII.11 : Moment Max- Dalle à ELU.

- **Tmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V)**

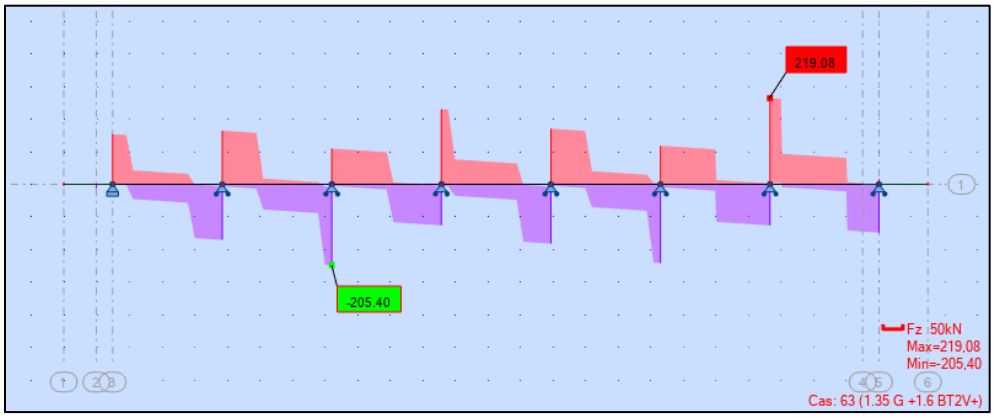


Figure VII.12 : Effot tranchant Max- Dalle à ELU.

- **Mmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

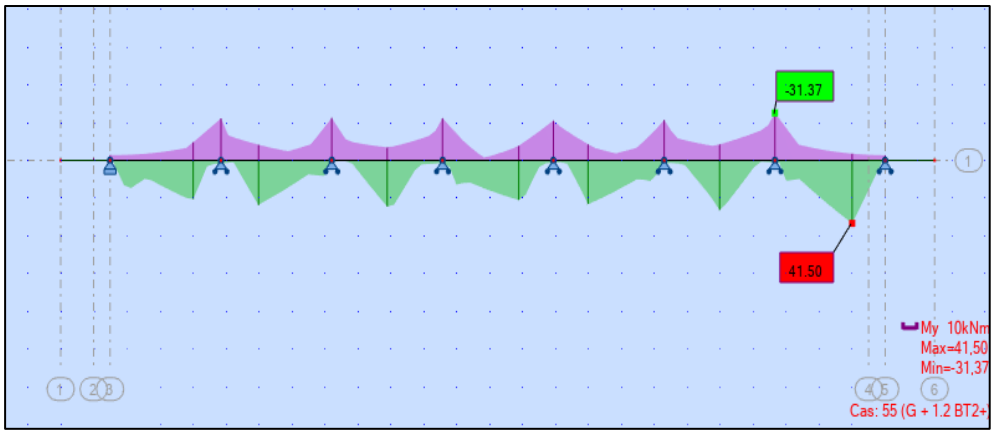


Figure VII.13 : Moment Max- Dalle à ELS.

- **Tmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

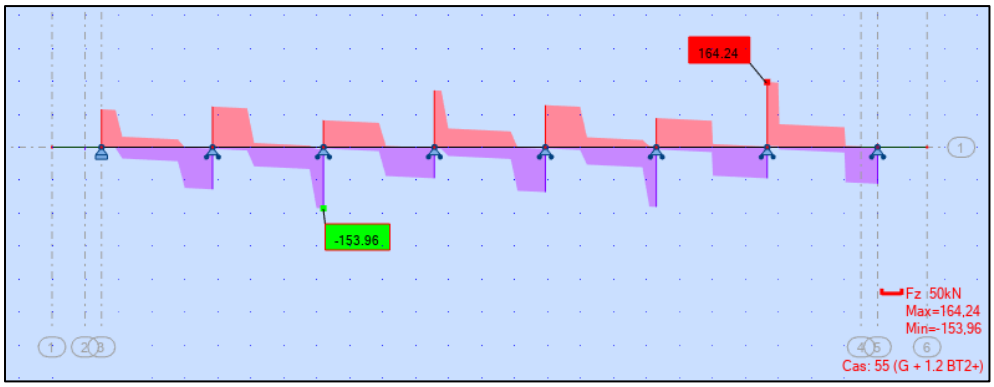


Figure VII.14 : Effot tranchant Max- Dalle à ELS.

D'après les diagrammes ci –dessus, les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 41.86 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELU} =55.33 KN.m

Les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 31.37 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELS} = 41.50 KN.m

VII.6 FERRAILLAGE

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.6.1 Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

M_{ELS} = 31.37 KN.m
M_{ELU} = 41.86 KN.m

- **Armature transversale**

As = 6.9 cm^2 / ml

On opte pour **5HA14** (As = 7.70 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour **6HA10** (As = 4.71cm^2) avec un espacement de 20 cm.

VII.6.2 Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure

M_{ELS} = 41.50 KN.m
M_{ELU} =55.33 KN.m

- **Armature transversale**

As = 9.3 cm^2 / ml

On opte pour **5HA16** (As = 10.05 cm^2) 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 As

On opte pour **6HA10** (As = 4.71 cm^2) avec un espacement de 20 cm.
Un enrobage minimal : C = 3cm.

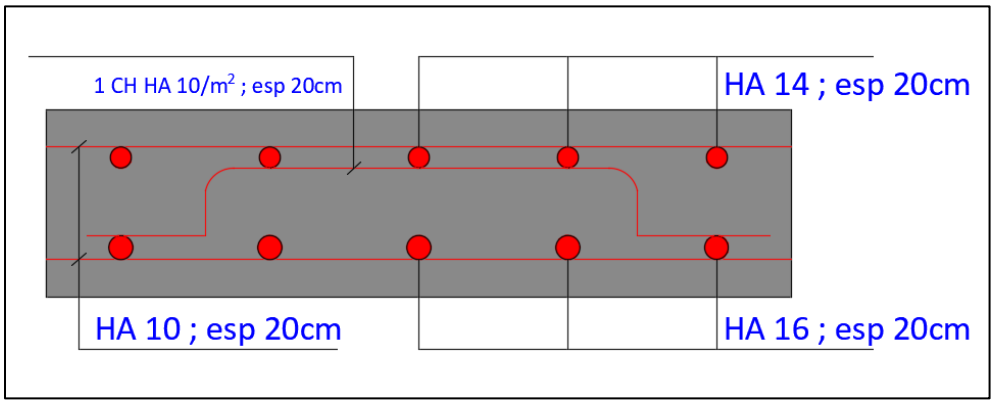


Figure VII.15 : Ferraillage de l'hourdis.

VII.7 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

VII.7.1 Armature de peau

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

$$A\text{min} \geq \text{Max} \begin{cases} 3\ \text{cm}2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1\ \%\ \text{de la section de la poutre .} \end{cases}$$

$0.1\%B = 0.001 \times 7971 = 7.971\ \text{cm}^2$

On choisit une armature de **6HA14**.

VII.7.2 Ferraillage minimal

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq 0.4\ \text{MPa}$$

Pour la suite de la poutre on choisit la même section que celle des armatures de peau c'est à dire At = 7.971 cm². (6 HA14).

Pour l'espacement il doit vérifier la condition suivante :

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

On prend : St = 20 cm.

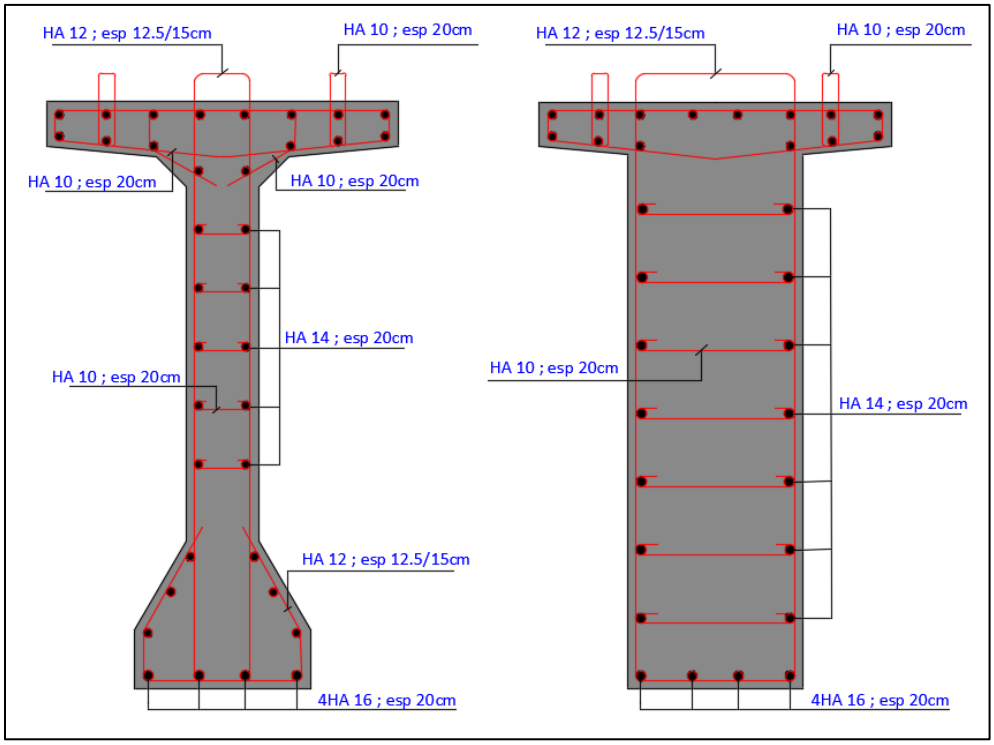


Figure VII.16 : Ferraillage de la poutre.

VII.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre j'ai pu dimensionner et vérifier l'hourdis du pont, comme on a déjà dit dans l'introduction. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

VIII.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers.

Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

VIII.2 APPAREIL D'APPUI

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

VIII.2.1 Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publie par Sétra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre, facilité de réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- N'exige aucun entretien
- Leur coût est relativement modéré

VIII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

- **Selon Guide Technique SETRA**

- **Aire l'appareil d'appui**

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\mathbf{R_{max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20\ MPa}$$

Avec :

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage
$\mathbf{R_{max}}$: réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max} = 1.52 MN)
$\boldsymbol{\sigma_m}$: contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

D'où :

$$\mathbf{a \times b \geq 760\ cm^2}$$

On prendra :

a = 350 mm et b = 250 mm

- **Epaisseur de l'appareil d'appui « T »**

$$\mathbf{35.00 \leq T \leq 70.00\ mm}$$

Respectant la condition de non flambement :

$$\frac{\boldsymbol{a}}{\mathbf{10}} \leq \mathbf{T} \leq \frac{\boldsymbol{a}}{\mathbf{5}}$$

- **Dimensionnement des frettes**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} ts > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma m}{\sigma e} \\ ts \geq 2mm \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.10 \\ \sigma m = \frac{Rmax}{a \times b} = 17.37\ MPa \end{cases}$$

$\boldsymbol{\sigma_e}$: contrainte limite de traction des frettes ($\boldsymbol{\sigma_e}$ = **235 MPa**).
G = 0.90 MPa (cas statique).

D'où :

$$\mathbf{ts = 2.28\ mm}$$

On prendra :

- Feuillets d'élastomère : $\mathbf{t_i}$ = 8 mm
- Frettes métalliques de : **ts** = 3 mm
- Enrobage des chants : 4 mm

- Enrobage extérieur : 4 mm

- **T** : épaisseur totale de l'élastomère
- **n** : nombre de feuillets élémentaires

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs(mm)
a	350
b	250
ti	8
ts	3
ɳ	5
e	40
T_b	55
T	40

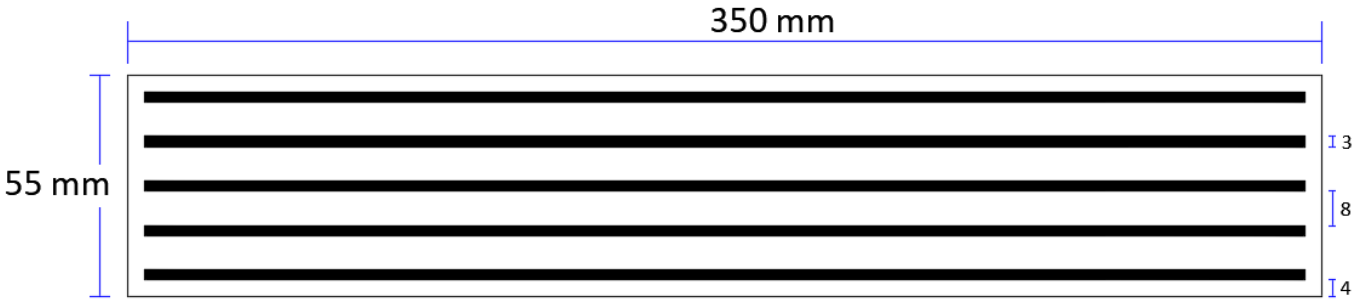


Figure VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

VIII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

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

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

$$K_{App}=\frac{1}{\frac{1}{k\,Pile}+\frac{1}{kA-App}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.
a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, **G = 0.9 MPa** en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : **f_{c28} = 27 MPa.**

- **Application Numérique**

a = 350mm ; b = 250 mm ; T = 40 mm ; n = 16 ; E = 33 000 MPa

$$k_{A\text{-}App} = G \times \frac{a \times b}{T} = 2.63 MN/m$$

Tableau VIII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	I (m^4)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)	Na-apps	$K_{Longitudinale}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.63	8	INF	21.00
P1	8.30	0.25	2.63	16	129.01	31.69
P2	5.70	0.25	2.63	16	398.33	37.99
P3	5.45	0.25	2.63	16	455.70	38.46
P4	6.80	0.25	2.63	16	234.61	35.62
P5	7.75	0.25	2.63	16	158.48	33.20
P6	5.80	0.25	2.63	16	378.08	37.80

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{long} = \sum K_{appuis\text{-}i} = 256.76\ MN/m$$

Tableau VIII.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H (m)	I (m^4)	$K_{Appareils\ d'appuis}$ (MN/m)	Na-apps	$K_{Transversale}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.63	8	INF	21.00
P1	8.30	72.31	2.63	16	12519.85	41.86
P2	5.70	72.31	2.63	16	38655.29	41.95
P3	5.45	72.31	2.63	16	44222.58	41.96
P4	6.80	72.31	2.63	16	22767.05	41.92
P5	7.75	72.31	2.63	16	15379.01	41.89
P6	5.80	72.31	2.63	16	36690.16	41.95

VIII.4 ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

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), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : **A = 0.2.**

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

VIII.4.1 La méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

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

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles **M_P** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

M_T = G
G : le poids propre total du tablier.

Tableau VIII.4 : Masse totale du tablier.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	n Fût	M totaleFût (KN)
P1	8.3	1.5	3	1099.49
P2	5.7	1.5	3	755.07
P3	5.45	1.5	3	721.95
P4	6.8	1.5	3	900.79
P5	7.75	1.5	3	1026.63
P6	5.8	1.5	3	768.32

	h(m)	b(m)	l(m)	nombre
Chevêtre	1.65	2.70	13.25	6

- **Application Numérique :**

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi)$.
M_P = 6174.39 KN
$M_T = G$
M_T = 82427 KN

On aura :

$M_P \leq 0.43\ M_T$

- **Angle de biais:**

C'est l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis

Condition Vérifiée

- **Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïdes d'un rayon très large.

Condition Vérifiée

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

Condition Vérifiée.

VIII.4.1.1 Evaluation d'efforts sismiques longitudinaux

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$

Avec :

M_T : est la masse effective totale du tablier **: M_T = 8242.7 t.**
Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{Sae(T,\xi)}=\begin{cases} ASg\left(1+\left(\frac{T}{T1}\right)(2.5\eta-1)\right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5A\eta Sg & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5A\eta Sg\left(\frac{T2}{T}\right) & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5A\eta Sg\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a :

(T1, T2) = *f* (S2) ➔ **(T1, T2) = (0.20 ; 0.50)** et **S = 1.2**

g : accélération de la pesanteur = **9.81 m/s2**.
A : coefficient d'accélération
ξ : Taux d'amortissement 5 % ; **(béton armé)**
η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1**.
T2 : période caractéristique associée à la catégorie de site
S : coefficient du site
T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut :

$$\mathbf{T = 2\times\pi\sqrt{\frac{M}{K}}}$$

- **Application Numérique**

T = 1.13 s.
T2 < T < 3.00 s

On aura :

$Sae(T ; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T)$
$Sa = 2.61\ m/s^2$

Donc :

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$
$F_L = 21\ 513.45\ KN.$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i\text{-}L} = \frac{Ki-L}{K}\times F$$

$$d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.5 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F_L (KN)	1762.4	2659.1	3188.6	3227.3	2989.6	2786.3	3172.4
d_L(m)	0.084	0.084	0.084	0.084	0.084	0.084	0.084

VIII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$F_T = M_T \times Sa\ (T)$ où $M_T = 8242.7$ t.

- **Application Numérique**

$T = 1.15$ s
$T2 < T < 3.00$ s

Avec :

$Sae(T ; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T)$
$Sa = 2.56$ m/s².

Donc :

$F_T = M_T \times Sa\ (T)$
$F_T = 21\ 101.31$ KN

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.6 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F_T (KN)	1636.50	3611.33	3571.31	3567.28	3588.68	3603.18	3572.91
d_T(m)	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085

VIII.4.1.3 Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou (**IIa**) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.4.2 Combinaison des efforts

Les combinaisons des forces sismiques orthogonales est employé pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'application simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe.

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

$$\begin{cases} E_1 = E_x \pm 0.3\,E_y \pm 0.3\,E_z \\ E_2 = E_y \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_z \\ E_3 = E_z \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_y \end{cases}$$

Tableau VIII.7 : Combinaison des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1762.39	1 636.50	1464.85	2 692.8	2 604.67	2 484.52
P1	2659.11	3 611.33	3906.27	4 914.4	5 580.95	5 787.40
P2	3188.57	3 571.31	5493.19	5 907.9	6 175.84	7 521.15
P3	3227.33	3 567.28	5493.19	5 945.5	6 183.44	7 531.57
P4	2989.58	3 588.68	5493.19	5 714.1	6 133.51	7 466.67
P5	2786.33	3 603.18	5493.19	5 515.2	6 087.03	7 410.04
P6	3172.37	3 572.91	3906.27	5 416.1	5 696.50	5 929.85
C2	1762.39	1 636.50	1464.85	2 692.8	2 604.67	2 484.52

VIII.4.3 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Avec :

Ψ : coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VIII.4.3.1 Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

N = 1.52 MN
σ_m = 17.37 ≤ 20 MPa → **c'est vérifiée**

VIII.4.3.2 Stabilité au flambement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\gamma s \times Pu \leq Pc$$

Avec

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

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t\,(a+b)}$$

γs : le coefficient de sécurité ; **γs =3**.
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc : 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 : le facteur de forme.
h_c : épaisseur totale du caoutchouc.
t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

- **Application Numérique :**

S = 9.11.
Pc = 5.23 MN.
Pu = 1.52 MN.

On aura :

γs × Pu = 4.56 ≤ Pc = 5.23 MN → c'est vérifiée

VIII.4.3.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier la condition suivante :

$$\delta = \tan.\gamma < \delta c$$

La distorsion **δ** des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique **δc**.

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) & si \leq 0.25 \\ \delta c = 1.4(1 - 2p) & si > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$p = P_u/P_c$
$\delta_0 = c/T_b$
$\delta = d/T_b$
c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 250mm**)
δ : la distorsion de l'appareil d'appui
d : déplacement horizontal

- **Application Numérique :**

$T_b = 55$ mm
$p = 0.29 > 0.25 \rightarrow \delta c = 0.59$
$\gamma = 0.084$ m
$\delta = 0.14 < \delta c = 0.59 \rightarrow$ c'est vérifiée.

VIII.4.3.4 Condition de non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$H < f \times N$

Avec :

H : effort horizontal.
N : effort de compression vertical.
$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$

- **Application Numérique :**

Pile :

$N = (R_g)/n_{app} = 1.23$ MN.
$\sigma_m = 14.06$ MPa. D'où : $f = 0.10 + 0.6/14.06 = 0.14$
$H = E_1 + H_{flv} + 0.4\ H_T = 0.40$ MN.
$0.40 < 0.14 \times 1.23 = 0.18$ MPa. → Condition non vérifiée

Culée :

$N = (R_g)/n_{app} = 1.09$ MN.
$\sigma_m = 12.41$ MPa. D'où : $f = 0.10 + 0.6/12.41 = 0.15$
$H = E_1 + H_{flv} + 0.4\ H_T = 0.36$ MN.
$0.36 < 0.15 \times 1.09 = 0.16$ MPa. → Condition non vérifiée

Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis

- **Dimension en plan**

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.
Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

A = a + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = 500 mm.
B = b + 100 + 50 = 250 + 100 + 50 = 400 mm.

- **Hauteur du dé d'appuis**

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de:

$$\mathbf{H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}}$$

Avec:

a, b: dimensions en plan de l'appareil d'appui.
H ≥ 145.83 mm

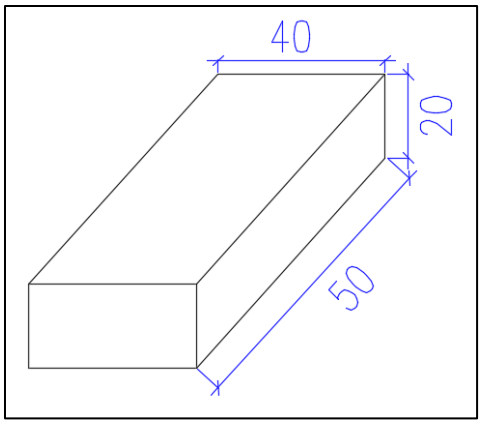


Figure VIII.2 : Dimensions du dé d'appui.

VIII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% N_{max} :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.25 \times 1.52}{434.78} = \mathbf{8.74\ cm^2}$$; Soit **6HA14**. (As = 9.24 cm²)

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 1.52}{434.78} = \mathbf{4.37\ cm^2}$$; Soit **4HA12**. (As = 4.52 cm²)

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 1.52}{434.78} = \mathbf{1.40\ cm^2}$$; Soit **2HA10**. (As =1.57 cm²)

- **Frette inferieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma s} = \frac{0.10 \times 1.52}{434.78} = \mathbf{3.49\ cm^2}$$; Soit **4HA12**. (As = 4.52 cm²)

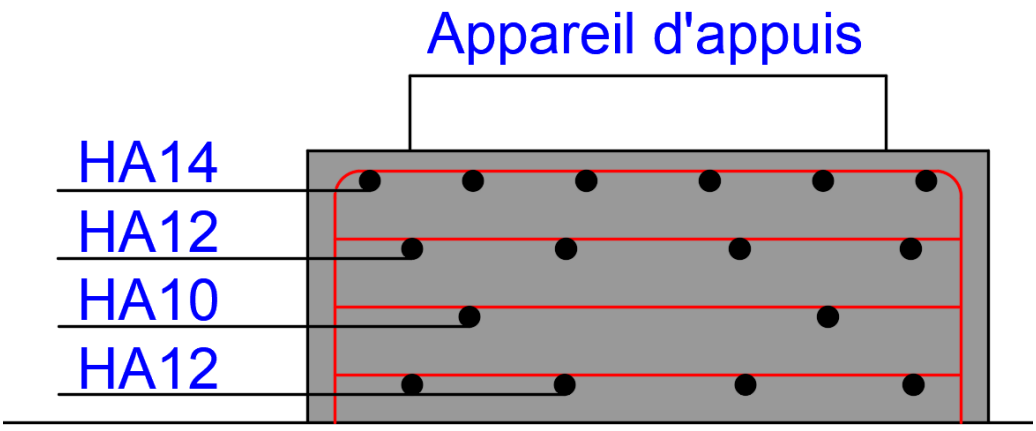


Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui.

VIII.5.3 Les plaques de fixation

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

VIII.6 PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 60 cm.
- La section en plan est (60×60) cm².

VIII.7 JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle, aussi il fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic.

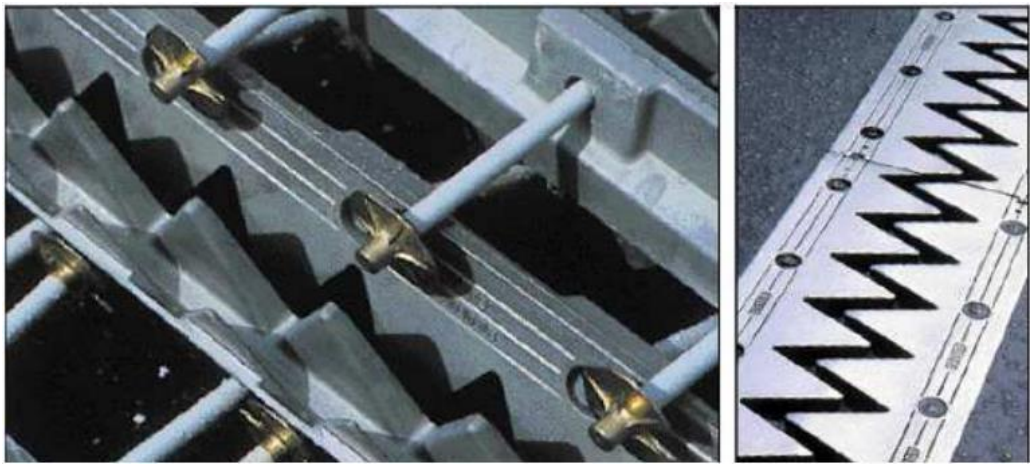


Figure VIII.4 : Joint de chaussée.

VIII.7.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$\mathbf{W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{Ws}{3}}$$

Avec :

W : souffle total du joint.
$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage).
$\mathbf{W_T}$: souffle thermique.
Ws : le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale. ($Ws = d_{siesme\ long} = 8.4$ cm)

- Le souffle thermique : $\mathbf{W_T = L \times \varepsilon_T}$.
- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) **:** $\mathbf{W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)}$.

Avec :

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 40 m).
ε_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

ε_f : coefficient de fluage $\varepsilon_f = 3\times10^{-4}$.
ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$.

- **Application Numérique**

W_D = 0.02
W_T = 0.008
W_s = 0.084

Donc :

W = 0.0540 m = 5.40 cm

VIII.7.2 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 5.40 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés W_d (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau VIII.8 : Modèles des joints W_d.

										Réservations		Fixations		
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

*Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.*

Dans notre cas l'ouvrage n'est pas biais. **S**uivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

VIII.8 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage.

Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art.

Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigence de l'infrastructure de notre pont.

IX.2 ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinée à transmettre les charges de la superstructure au sol support.

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètre :

- Le mode de construction du tablier
- La nature du site
- La hauteur de la pile
- Le mode d'exécution des fondations
- Le mode de liaison entre la pile et le tablier

IX.2.1 Conception de la pile (suivant le guide SETRA)

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'une piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire qui permet une économie de la matière.

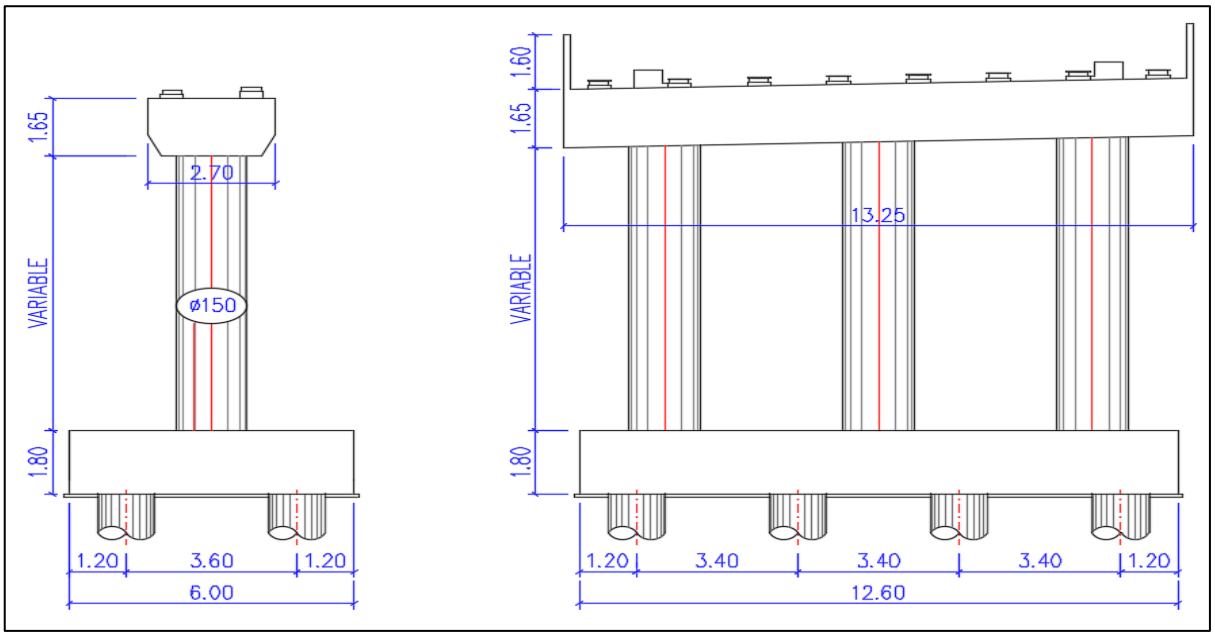


Figure IX. 1: Pré-dimensionnement de la pile

Tableau IX. 1: Implantation des piles

Piles	Type de Fondation	nombre de Fût	D (m)	Hmoy Fût (m)	Hmoy Colonne (m)
P1	Profonde	3	1.5	8.3	9.95
P2	Profonde	3	1.5	5.7	7.35
P3	Profonde	3	1.5	5.45	7.1
P4	Profonde	3	1.5	6.8	8.45
P5	Profonde	3	1.5	7.75	9.4
P6	Profonde	3	1.5	5.8	7.45

IX.2.2 Etude des fondations

Les efforts maximaux (N, H et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnée dans le tableaux suivant :

Tableau IX. 2: Efforts combinées maximaux sur pile

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G+1.2Bc+ST	19543.71	554.57	7945.30
ELU	1.35G+1.6B+1.6ST	26351.67	759.01	5839.37
ELA	$E + R_{MAX} + PP_p$	5733.33	2173.33	7416.66

IX.2.2.1 Etude des pieux

- Nous avons supposé 02 files de 04 pieux chacune, donc : **N = 08 pieux**
- Effort revenant à chaque pieu :

$$\mathbf{Ri} = \frac{\mathbf{N}}{\mathbf{n}} \pm \frac{\mathbf{Mx \times Y}}{\sum \mathbf{Y^2}} \pm \frac{\mathbf{My \times X}}{\sum \mathbf{X^2}}$$

Avec :

N : effort normal maximal

n : Nombre de pieux

Mx, My : moment maximaux dans le sens x et y

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 3: R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables

Cas	R_{max} (KN)	R_{min} (KN)
ELS	2994.72	1891.21
ELU	3699.47	2888.45
ELA	2360.00	110.00

- **Action sur les pieux**

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement **λ** donnée par :

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

Avec : **b** : diamètre du pieu ; **b = 1.2 m**
Cu : Module de réaction du sol ; **Cu = 30 MN/m^3**
E : Module d'élasticité du béton ; **E = 33 000 MPa**
I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0.101 m^4**

On aura donc **: λ = 0.228** d'où **λL = 4.331** (L étant la longueur du pieu)
A partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de X_Φ^P et X_Φ^M

$$\lambda L = 4.331 \quad \begin{cases} X_\Phi^P = 1.29 \\ X_\Phi^M = 1.56 \end{cases}$$

- **Effort tranchant max en tête du pieu :**

- ELS : H_{max} = 554.57 KN ; $\overline{P}$ = 69.32 KN
- ELU : H_{max} = 759.01 KN ; $\overline{P}$ = 94.88 KN
- ELA : H_{max} = 2 173.33 KN ; $\overline{P}$ = 271.66 KN

- **Moment fléchissant en tête du pieu**

- ELS : $\overline{\mathbf{M}}$ = 252.00 KN.m
- ELU : $\overline{\mathbf{M}}$ **=** 344.95 KN.m
- ELA : $\overline{\mathbf{M}}$ **=** 987.71 KN.m

- **Effort normal sur pieu correspondant au moment max**

- ELS : N = 1 891.21 KN
- ELU : N = 2 888.45 KN
- ELA : N = 9 880.00 KN

➢ **Ferraillage des pieux**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**

- **Section d'acier**

As = 113.2 cm^2

Donc on prend **24 HA25** (As = 117.81 cm^2) et un espacement **St = 0.14 m**

- **Cerces transversaux**

On prend **1 cerces de H16** avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

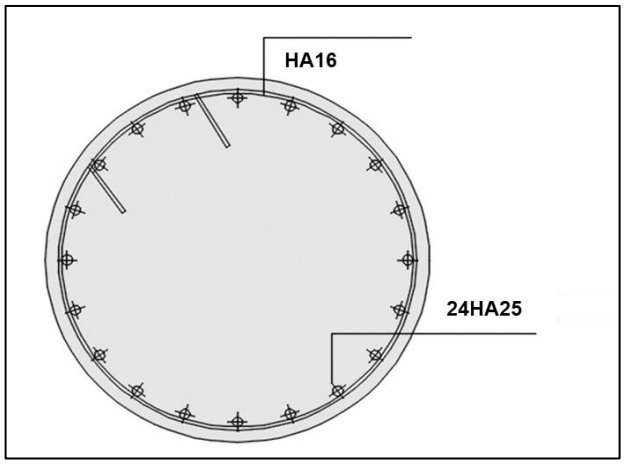


Figure IX. 2: Ferraillage des pieux

IX.2.2.2 Ferraillage de la semelle

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur : L = 3.60 m
- Largeur : b = 1.50 m
- Hauteur : H = 1.90 m

Pour son ferraillage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha > 45° \\ h > \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

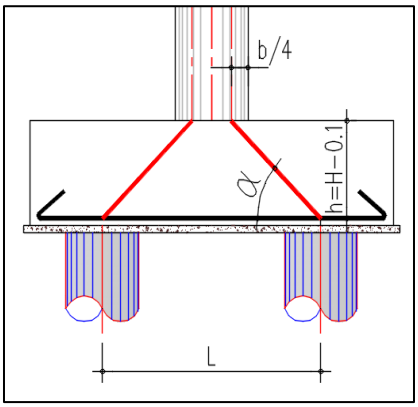


Figure IX. 3: Méthodes des bielles sur semelle

Nous avons :

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.42 < 1.8$; Condition vérifiée

$$Tg\,\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

α = 50°

La section d'armatures transversal inferieure est donnée par :

$$A_s = \frac{N_1}{\overline{\sigma}_s} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

- **Condition normale**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 2 999 KN

$\overline{\sigma}$ = 333.33 Mpa

On aura : **As = 71.13 cm²**

- **Condition sismique**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 3 400 KN

$\overline{\sigma}$ = 500 Mpa

On aura : **As = 53.83 cm²**

On prend : **15HA25** (As = 73.63 cm²) avec un espacement **St = (h + Φ_{pieu} – d) / (n – 1) = 20 cm**

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h + Φ_{pieu} = 3.00 m

- **Armatures longitudinales inferieures**

As = As / 2 = 35.56 cm^2 ; soit **12HA20** avec **St = 25 cm**

- **Armature longitudinales supérieure**

As = As / 4 = 17.81 cm^2 ; soit **12HA14** avec **St = 25 cm**

- **Armature transversales supérieures**

As = As / 3 = 23.708 cm^2 ; soit **8HA20** avec **St = 25 cm**

- **Armatures latérales**

As = As / 10 = 7.113 cm^2 ; soit **5HA14** avec **St = 40 cm**

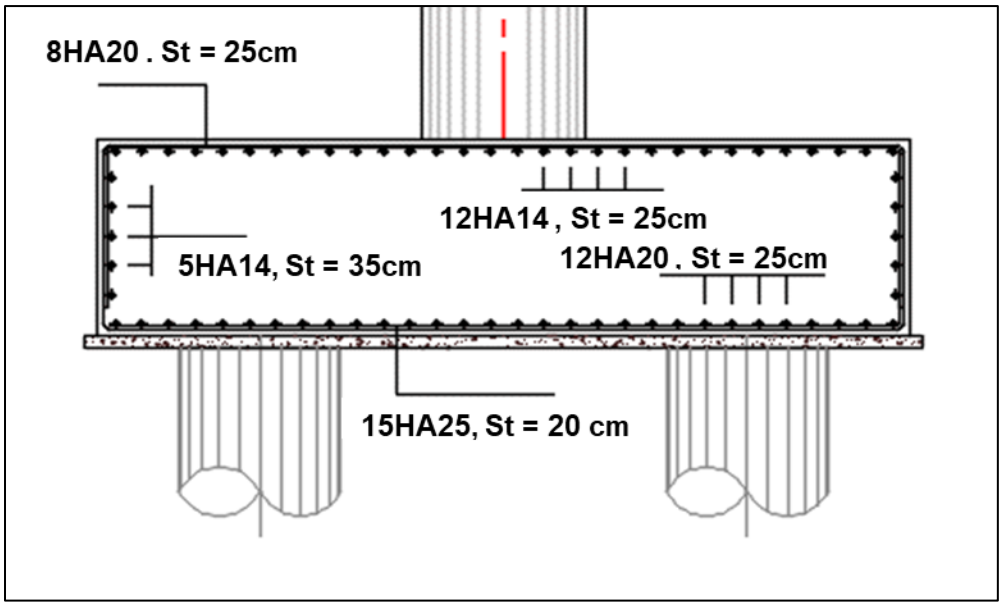


Figure IX. 4: ferraillage de la semelle

IX.2.3 Etudes des fûts

Les colonnes (fût) sont des éléments qui sont encastrée à la base de la semelle, ils travaillent à la flexion composée, ils sont sollicités par : charges permanentes, poids propre de la superstructure et les efforts sismique.

Les colonnes présentes les dimensions suivantes :

- Diamètre : D = 1.50 m
- Entraxe : E = 4.5 m

- **Vérification vis-à-vis du flambement**

On doit vérifier que : $\lambda < \overline{\lambda}$

Avec :

$$\lambda = \frac{Lf}{I}$$

Tel que :

λ : Elancement de la pièce

Lf : Longueur de flambement **; Lf = 0.707 l_0** et **l_0 = 9.95 m**

I : rayon de giration ; **I** = $\frac{D}{4}$

Et : $\overline{\lambda} = \begin{cases} 50 \\ \min(\frac{67\ e0}{h}; 100) \end{cases}$

Nous aurons : **λ = 18.76 < $\overline{\lambda}$ = 50** ; pas de risque de flambement

Les efforts maximaux (N, H et M) obtenus dans les trois combinaison (ELS, ELU et ELA) sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IX. 4: Efforts combinées maximaux sur pile

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G+1.2Bc+ST	16141.71	554.57	6134.09
ELU	1.35G+1.6B+1.6ST	21758.97	759.01	7552.12
ELA	E1 + Rmax+ PPp	17000.00	6480.00	18270.00

NB : les détails du calcul de la descente de charge et les combinaison d'effort se trouvent en **Annexe**

- **Les sollicitations les plus défavorables par fût**

- ELS : $\mathbf{M_{max}}$ = 2 044.69 KN.m
$\mathbf{T_{max}}$ = 184.86 KN
$\mathbf{N_{cor}}$ = 5 380.57 KN

- ELU : $\mathbf{M_{max}}$ = 2 517.37 KN.m
$\mathbf{T_{max}}$ = 253.00 KN
$\mathbf{N_{cor}}$ = 3 033.16 KN

- ELA : $\mathbf{M_{max}}$ = 6 090 KN.m
$\mathbf{T_{max}}$ = 2 160 KN
$\mathbf{N_{cor}}$ = 5 666.67 KN

- **Ferraillage des fût**

Les futs sont considérés comme des pièces soumise à la flexion composée

La section d'aciers est calculée par le logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcule se trouvent dans **l'Annexe**

- **Section d'acier**

  As = 176.7 cm^2 ; On prend **36HA25** avec un espacement de St = 13 cm

- **Armatures transversaux**

On opte pour 12HA16 avec :

St = 15 cm (zone courante)

St = 12.5 cm (zone critique)

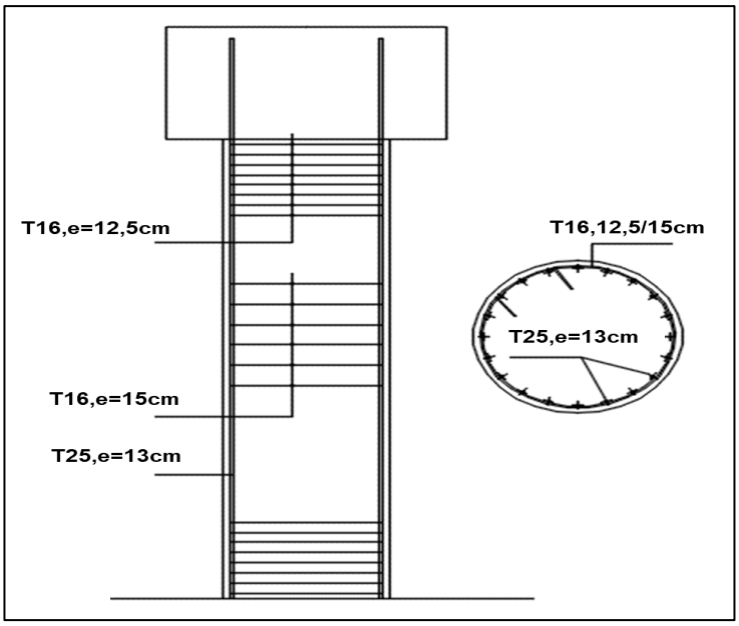


Figure IX. 5: Ferraillage des fût

IX.2.4 Etude du chevêtre

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** comme le montre la figure ci-dessous

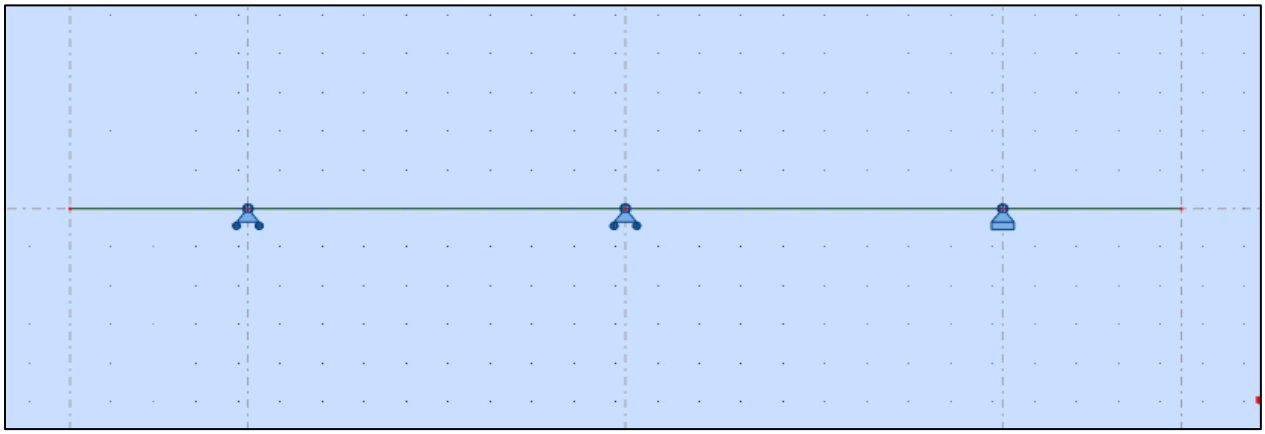


Figure IX. 6: Modélisation du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par la flexion longitudinale et par la torsion

IX.2.4.1 Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et l'ELU pour la combinaison la plus défavorable sont mentionnée dans la figure et le tableau suivant :

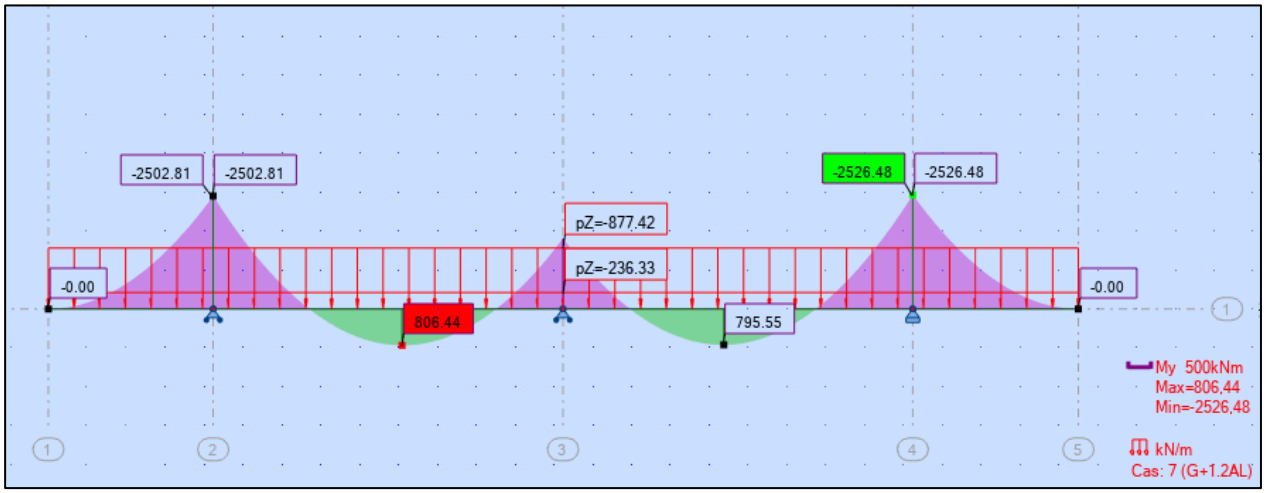


Figure IX. 7: Moment maximaux sur chevêtre à ELS

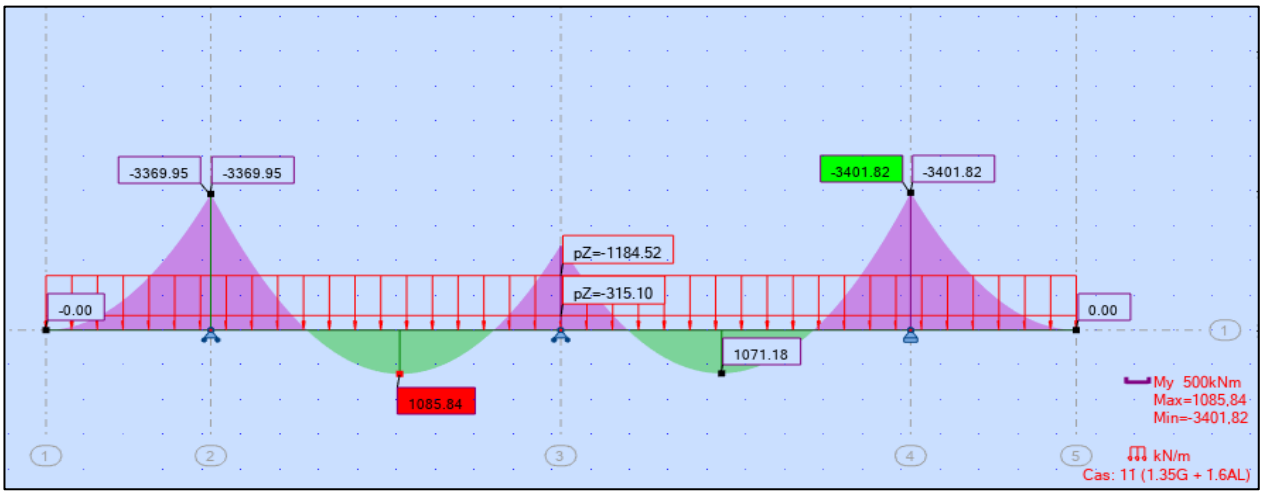


Figure IX. 8: Moment maximaux sur chevêtre à ELU

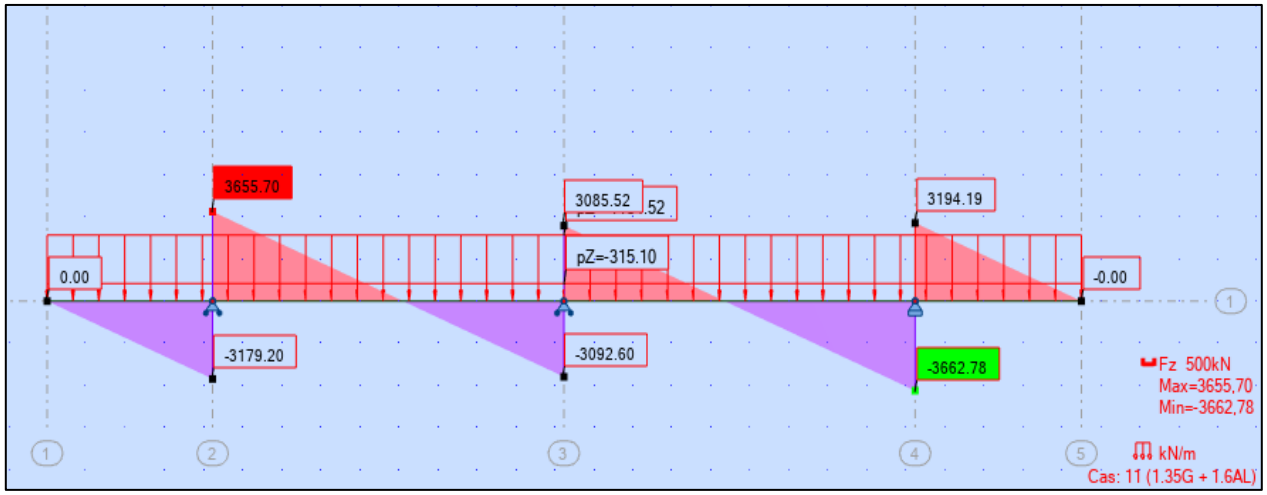


Figure IX. 9: Effort tranchant maximal à ELU

Tableau IX. 5: Moment maximaux sur chevêtre à ELS et ELU

Sollicitations	Mmax ELS (KN.m)	Mmax ELU (KN.m)	Tmax ELU (KN)
Sur appui	2526.48	3401.82	3662.78
Mi-travée	806.44	1085.84	/

➢ **Ferraillage du chevêtre**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcule se trouvent en **Annexe**

- **Section d'aciers**

- Nappe supérieur : **As = 67.5 cm²** ; on opte pour **15HA25** (As = 73.63 cm²)
- Nappe inferieur : **As = 45.9 cm²** ; on opte pour **15HA20** (As= 43.98 cm²)

- **Armature transversal**

$T_{max\text{-}ELU}$ = 3662.78 KN ; on opte pour 1 cadre HA16

Avec un espacement de :

St = 10 cm (zone critique)

St = 15 cm (zone courante)

IX.2.4.2 Dimensionnement à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareille d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, dont la largeur L est limitée par :

Lt = Lc Si **Lc < Φ + Hc**

Lt = Lc + Φ Si **Lc > Φ + Hc**

- **Application numérique**

Nous avons : $\mathbf{L_c = 2.7\ m}$; **Hc = 1.65 m** ; $\mathbf{\emptyset = 1.5\ m}$; $\mathbf{e = 0.85\ m}$

D'où : $\mathbf{L_t = 2.7\ m}$

La contrainte tangente de torsion est donnée par : $\boldsymbol{\tau_b = \frac{C}{2\Omega bn}}$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; **C = max (C1 ; C2) = Ri × e** (C1 étant le moment de torsion en phase de construction et C2 le moment de torsion en service)

Ω : Aire de la torsion ; **Ω = (Hc − bn) × (Lt − bn)**

bn : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; bn = Hc/6

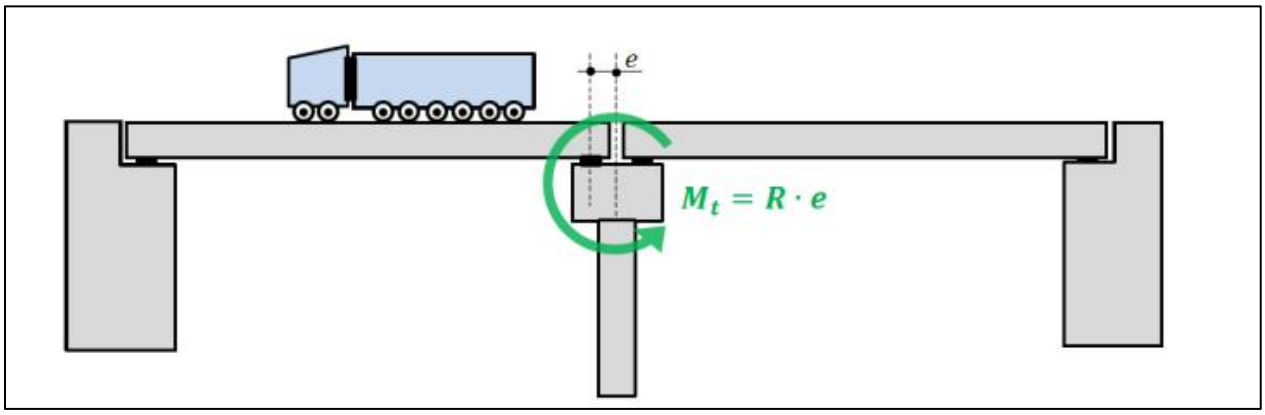


Figure IX. 10 : Torsion du chevêtre

La section d'acier nécessaire pour reprendre les efforts de torsion est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{As = \frac{1}{\overline{\sigma a}} \times \frac{C \times P}{2\Omega}}$$

Avec :

P : Périmètre du chevêtre ; $\mathbf{P = (2Hc - bn) + (2Lt - bn) = 8.15\ m}$

$\overline{\sigma}_a$ **:** Contrainte limite admissible de l'acier ; $\overline{\sigma}_a$ **= 2/3 fe = 333.33 MPa**

- **Application Numérique :**

C1 = 216.75 KN.m/ml

C2 = 372.90 KN.m/ml

D'où : **C = max (C1 ; C2) = 372.90 KN.m/ml**

Donc **: τb = 1,15 Mpa** ; **As = 13.67 cm²/ml**
On opte pour **5HA20** avec un espacement de St = 20 cm.

- **Condition de non fragilité :**

As ≥ 0.23 bd $\frac{ft28}{fe}$ **= 3.12 cm² /ml** ; **Condition vérifiée**.

- **Condition des contraintes tangentielles :**

La condition à vérifier est :

$\tau_b + \tau_v \leq \tau_{lim}$

$\tau_v = V_u / b_0 \times d = 1.2$ MPa

$\tau_{lim} = \min\left\{0.15 \frac{fcj}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 3$ MPa

D'où :

$\tau_b + \tau_v$ = 2.35 MPa ≤ τ_{lim} = 3 MPa ; **Condition vérifiée**

IX.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un Elément fondamental de l'infrastructure d'un pont. Construite à ses deux bords, il s'agit de l'Elément qui assure la liaison entre le tablier de l'ouvrage et le milieu environnant.

C'est donc à la fois un appui du tablier, et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges des remblais.

En général, on distingue trois type de culées :

- **Culée enterrées** : noyées dans le remblais d'accès à l'ouvrage (appui)
- **Culées remblayées** : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armée (appui et soutien des remblais)
- **Culées creuses** : se forme d'une boite renversée

Nous avons opté pour une **culée de type remblayée.**

IX.3.1 Predimensionnemet de la culée

Les dimensions des éléments de notre culée sont résumées dans le tableau et la figure suivante :

Tableau IX. 6: dimension et rôle des diffèrent élément de culée

Elément	Rôle	H(m)	Long(m)	Ep(m)
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	1.80	13.45	6.00
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	3.40	13.25	1.45
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	0.30	12.00	4.00
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	6.14	6.80	0.60
Mur corbeau	Porteur de la dalle de transition	1.09	12.95	0.40
Mur de garde grevé	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	2.62	12.95	0.35

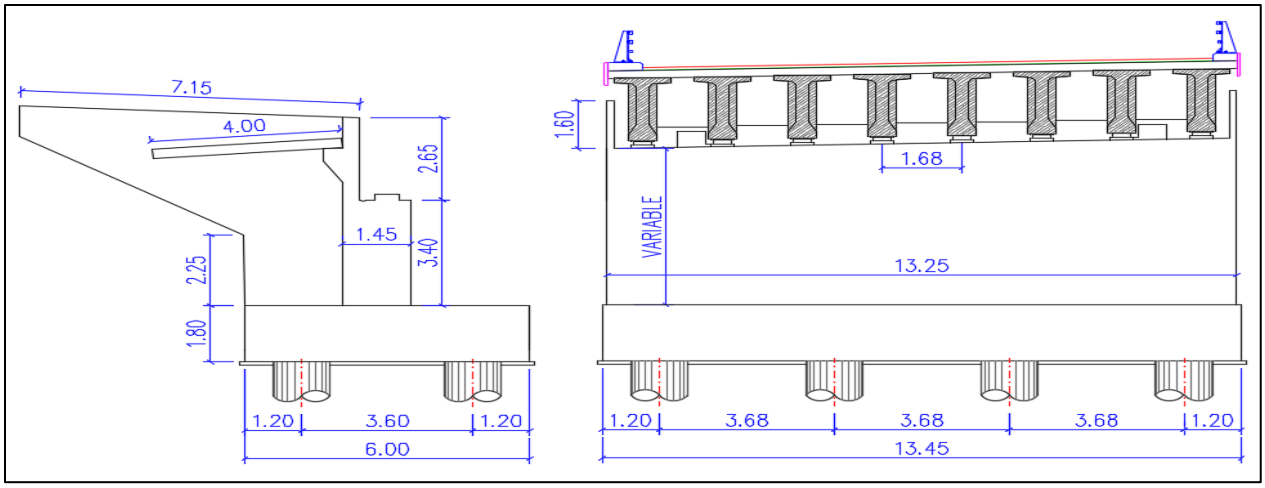


Figure IX. 11: Pré-dimensionnement de la culée

IX.3.2 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 7: Evaluations des efforts statique de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3631.50	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur F	1633.06	/	0.22	3.50	359.27	/
DDT	180.00	/	0.00	0.00	0.00	/
Mur en R	714.00	/	3.40	5.70	2427.60	/
Corbeau	97.13	/	0.00	0.00	0.00	/
MGG	394.98	/	0.86	6.49	339.68	/
Poids des Terres Amot	3214.45	/	2.32	5.25	7457.52	/

Poids des T sur DDT	888.11	/	0.00	0.00	0.00	/
Poussée Mur Frontal	/	0.00	/	-3.54	/	0.00
Poussée des terres	/	2424.75	/	-2.65	/	-6417.51
Poids Sur 10kN/m²	546.49	/	1.98	/	1082.05	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	339.32	/	-3.97	/	-1347.08
Somme	11299.71	2764.07	8.78	11.68	11666.12	-7764.59
Effort due au tablier						
Rg	5812.90	/	0.00	/	0.00	/
R(Al)	1936.85	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1492.96	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1088.02	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1858.46	/	0.00	/	0.00	/
RST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	122.85	/	-5.20	/	-638.82
HT°	/	77.3955	/	-5.20	/	-402.46
Frein Al	/	87.8256	/	-5.20	/	-456.69
Frein Bc	/	180.00	/	-5.20	/	-936.00

IX.3.3 Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

- **A l'ELS**

Tableau IX. 8: combinaison des effort a ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	16566.12	2594.04	-7297.80	10584.07	3286.27
G++0.6T+1.2Q	17221.91	3001.22	-8914.30	11882.53	2968.23
G+0.6T+1.2A(l)+ST	18890.34	2699.43	-7845.83	10584.07	2738.24
G+0.6T+1.2Bc+ST	18357.67	2810.04	-8421.00	10584.07	2163.07
G+0.6T+Mc120	17654.15	2594.04	-7297.80	10584.07	3286.27
G+0.6T+D240	18424.58	2594.04	-7297.80	10584.07	3286.27

- **A l'ELU**

Tableau IX. 9: Combinaison des effort a ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V(KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	22364.27	3508.92	-9888.25	14288.50	4400.25
1.35G++0.9T+1.6Q	23238.65	4051.82	-12043.59	16019.78	3976.19
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	33290.71	3649.44	-10618.96	14288.50	3669.54
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	24753.00	3796.92	-11385.85	14288.50	2902.65
1.35G+0.9T+1.35Mc120	23833.10	3508.92	-9888.25	14288.50	4400.25
1.35G+0.9T+1.35D240	24873.19	3508.92	-9888.25	14288.50	4400.25

IX.3.4 Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.4.1 Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IX. 10: Evaluations des efforts statique sur mûr frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2038.35	/	0.00	1.69	0.00	/
DDT	180.00	/	0.93	5.03	167.40	/
Mur en R	0.00	/	0.00	0.00	0.00	/
Corbeau	97.13	/	0.89	4.63	86.44	/
MGG	297.58	/	0.55	4.77	163.67	/
Poids des T sur DDT	888.11	/	0.93	5.03	825.94	/
Poussée Des Terres	/	1398.49	/	-2.01	/	-2810.97
Poussée Sur 10kN/m²	/	257.69	/	-3.02	/	-776.94
Effort due au tablier						
Rg	5812.90	/	0.00	/	0.00	/
R(Al)	1936.85	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1492.96	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1088.02	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1858.46	/	0.00	/	0.00	/
RST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	122.85	/	-2.64	/	-324.32
HT°	/	77.40	/	-2.64	/	-204.32
Frein Al	/	87.83	/	-2.64	/	-231.86
Frein Bc	/	180.00	/	-2.64	/	-475.20

Le ferraillage du mur frontal est composée d'armature vertical et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

- **Sollicitation les plus défavorables**

- ELS : M_{max} = -222.40 KN.m/ml
T_{max} = 141.66 KN/ml
N_{cor} = 702.95 KN/ml

- ELU : M_{max} = -300.45 KN.m/ml
T_{max} = 191.38 KN/ml
N_{cor} = 984.98 KN/ml

Le ferraillage vertical est effectuée par le logiciel **ROBOT EXPERT 2010** en considérant une section rectangulaire en flexion composée, selon le cas le plus défavorable **(voir l'Annexe)**

- **Section d'acier**

As = 14.5 cm^2 ; on opte pour **5HA20** (As = 15.71 cm^2) / cotée remblai avec St = 20 cm

- **Armature de construction**

As = As / 3 = 4.87 cm^2 ; on opte pour **5HA14** (As = 7.70 cm^2)/ cotée tablier avec St = 20 cm

- **Armature transversales**

At = As / 4 = 3.62 cm^2 ; on opte pour **5HA12** (As = 5.65 cm^2) avec St = 20 cm

IX.3.4.2 Mûr garde gréve

Le mur garde grève est calculée en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève
- Force de freinage due à la charge Bc

➢ **Calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- **Moment due à la poussée des terres**

En tenant compte de la présence de la chaussée, le moment à l'encastrement a pour expression :

$$\mathbf{M_P = \frac{P \times H}{3}}$$

Avec :

$$\mathbf{P = \frac{1}{2} K_a \times \Upsilon_r \times H^2 \times L}$$

K_a : Coefficient de poussée de terre ; Ka = 0.33

Υ_r : Poids volumique du remblai ; Υ_r : 18 KN/ml

H : Hauteur du mur garde grève ; H = 2.62 m

L : Longueur du remblai ; L = 1 m

On aura :

P = 20.39 KN

M_p = 17.80 KN.m

- **Moment due à la force de freinage du camion Bc**

Le moment due à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25+2h}}$$

Avec :

M : coefficient de pondération ; μ = 1.6 (ELU) et 1.2 (ELS)

P = 60 KN

$M_{f\text{-}ELS}$ = 68.72 KN.m

$M_{f\text{-}ELU}$ = 91.63 KN.m

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)}\, dx} \text{ et } \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \Upsilon}$$

Avec :

Υ : Coefficient de pondération ; Υ = 1.6 (ELU) et 1.2 (ELS)

bc : Coefficient de pondération du système Bc

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur emblai

h : hauteur de mur garde grève

On aura :

$M_{P\text{-}ELS}$ = 44.75 KN.m

$M_{P\text{-}ELU}$ = 59.67 KN.m

- **Combinaison d'action sur le Mur garde grève**

$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q$ = 131.28 KN.m

$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q$ = 175.33 KN.m

➢ **Ferraillage de mur garde grève**

Le mur garde grève est sollicitée par la flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable (**Annexe D**)

- **Section d'acier**

As = 19.9 cm² ; on opte pour **5HA25** (As = 24.54 cm²) avec St = 20 cm

- **Armatures de construction**

As = 6.63 cm² ; on opte pour **5HA14** (As = 7.70 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature transversale**

As = 4.98 cm² ; on opte pour **5HA12** (As = 5.65 cm²) avec St = 20 cm

IX.3.4.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armée, 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.

La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 12 m
- Largeur : L : 4 m
- Epaisseur : e = 0.30 m

Tableau IX. 11: Sollicitations sur mur frontal

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	6.25	12.50	12.50
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	17.10	34.20	34.20
Surcharges	10.00	20.00	20.00

Les résultats de calcule du moment à l'ELS et l'ELU sont :

- **A l'ELS**

$$\mathbf{M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 74.54\ KN.m/ml}$$
$$\mathbf{T_{ELS} = T_G + 1.2T_Q = 74.54\ KN/ml}$$

- **A L'ELU**

$$\mathbf{M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 100.23\ KN.m/ml}$$
$$\mathbf{T_{ELS} = 1.35T_G + 1.6T_Q = 100.23\ KN.m/ml}$$

La dalle de transition est sollicitée par la flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable (**Annexe D**)

- **Section d'acier**

As = 13.40 cm² ; on opte pour **5HA20** (As = 15.71 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature de construction**

As = As / 3 = 4.47 cm² ; on opte pour **5HA14** (As = 7.70 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature transversale**

As = As / 4 = 3.35 cm² ; on opte pour **5HA12** (As = 5.65 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature longitudinale**

As = 2.25 cm² ; on opte pour **2HA12** avec St = 20 cm

IX.3.4.4 Semelle sur pieux

La semelle de la culée repose sur deux file de pieux, chaque fils est composé de quatre pieux.

- Longueur : L = 13.45 m
- Largeur : b = 6.00 m
- Hauteur : H = 1.80 m

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha > 45° \\ h > \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Nous avons :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.42 > 1.8 \text{ ; } \alpha = 50°$$

- **Application numérique**

$N_{max\text{-}ELS}$ **= 2 551.45 KN**

$\overline{\sigma}$ **= 333.33 Mpa**

On aura :

As = 62.29 cm² ; on opte pour **13HA25** (As = 63.81 cm²) avec St = 15 cm

- **Armature longitudinale inferieur**

As = As / 3 = 20.76 cm² ; on opte pour **11HA16** avec St = 15 cm

- **Armature longitudinale supérieure**

As = As / 10 = 6.23 cm² ; on opte pour **5HA14** Avec St = 15 cm

- **Armature transversal supérieure**

As = As / 4 = 15.57 cm² ; On opte pour **HA16**

- **Armature latérale**

As = As / 10 = 6.23 cm² ; on opte pour **6HA12** avec St = 15 cm

IX.3.4.5 corbeau d'appui

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Calcul des sollicitations**

- **Réaction due au poids des charges permanente**

Elles sont données par la formule suivante :

$$\mathbf{R_{cp} = \frac{Qcp \times L}{2}}$$

Avec :

Q_{cp} = 25.27 KN/ml

L : longueur de la dalle de transition ; L = 4 m

On aura :

R_{Cp} = 50.54 KN/ml

- **Réaction des surcharges sur remblai :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{R_{rem} = \frac{Qrem \times L}{2}}$$

Avec :

Q_{rem} = 10.00 KN/ml

On aura :

R_{rem} = 20.00 KN/ml

Donc les réactions maximales sollicitant le Corbeau d'appui à l'ELU et l'ELS sont :

- ELS : $R_{ser} = R_G + 1.2R_Q$ = 74.54 KN.m/ml

- ELU : $1.35R_G + 1.6R_Q$ = 100.23 KN.m/ml

➢ **Ferraillage du corbeau d'appui**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**

- **Section d'acier**

As = 11.2 cm² ; on opte pour **4HA20** (As = 12.57 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature de construction**

As = As / 3 = 4.13 cm² ; on opte pour **4HA12** (As = 4.52 cm²)

IX.3.4.6 Mur en retour

Le mur en retour est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure y compris la superstructure
- Poussée des terres
- Poussée dynamique due au compactage
- charge concentrée située a 1 m de l'extrémité du mur
- charge repartie de 10 KN/ml

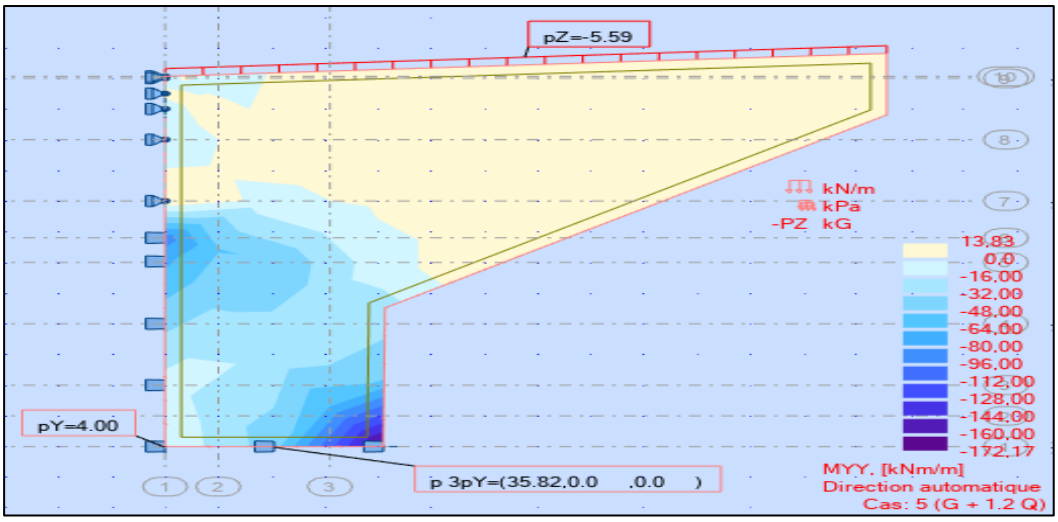


Figure IX. 12: Moment Myy G + 1.2Qp

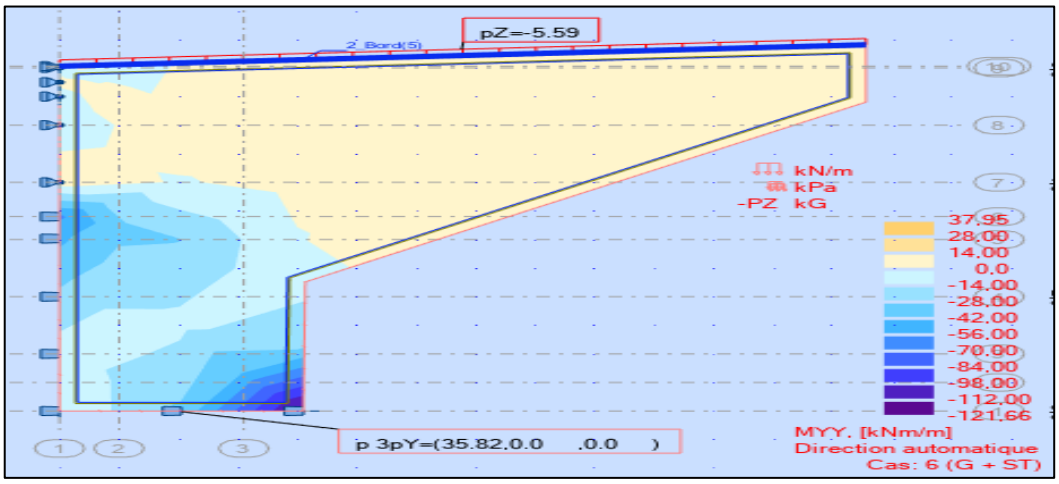


Figure IX. 13:Moment Myy G + St

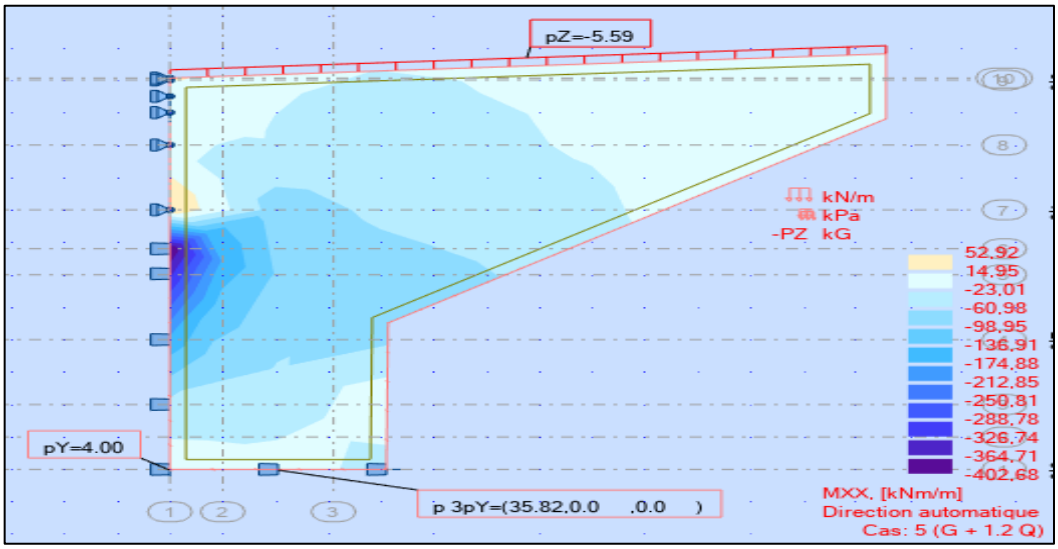


Figure IX. 14: Moment Mxx G + 1.2Qp

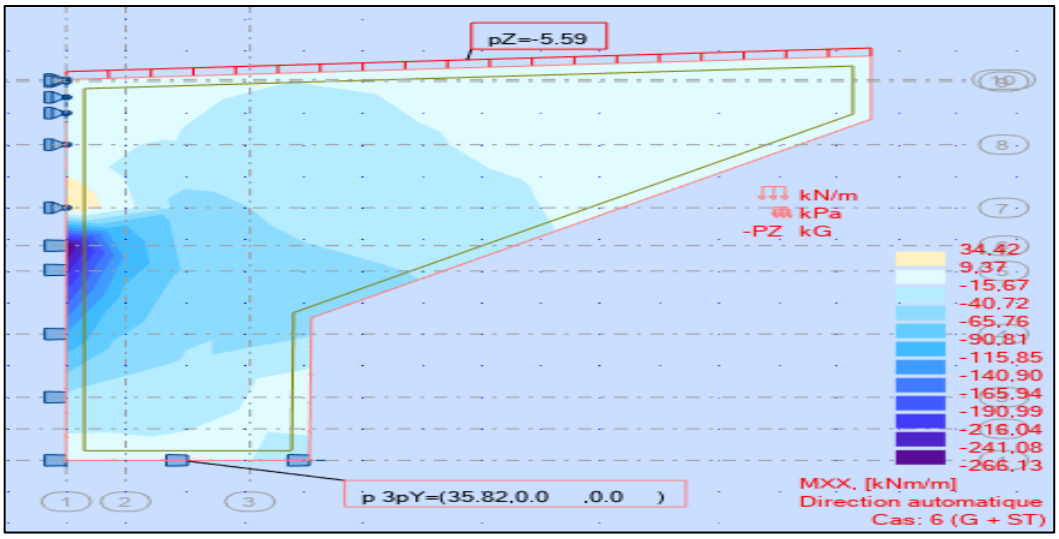


Figure IX. 15: Moment Mxx G + St

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, dont les résultats sont mentionnées ci-dessous :

- ELS : M_{XX} = 288.78 KN.m/m et M_{YY} = 128.00 KN.m/m

- ELU : M_{XX} =190.90 KN.m/m et M_{YY} = 96.00 KN.m/m

➢ **Ferraillage horizontal**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent dans l'**Annexe D**

- **Section d'acier (cotée remblai)**

As = 23.3 cm² ; on opte pour **5HA25** (As = 24.54 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature de construction (cotée tablier)**

As = As / 3 = 8.18 cm² ; on opte pour **6HA14** (As = 9.24 cm²) avec St = 20 cm

➢ **Ferraillage vertical**

- **Section d'acier (cotée remblai)**

As = 10 cm² ; on opte pour **5HA16** (As = 10.05 cm²) avec St = 20 cm

- **Armature de construction (cotée tablier)**

As = As / 3 = 3.35 cm² ; on opte pour **5HA10** (As = 3.93 cm²) avec St = 20 cm

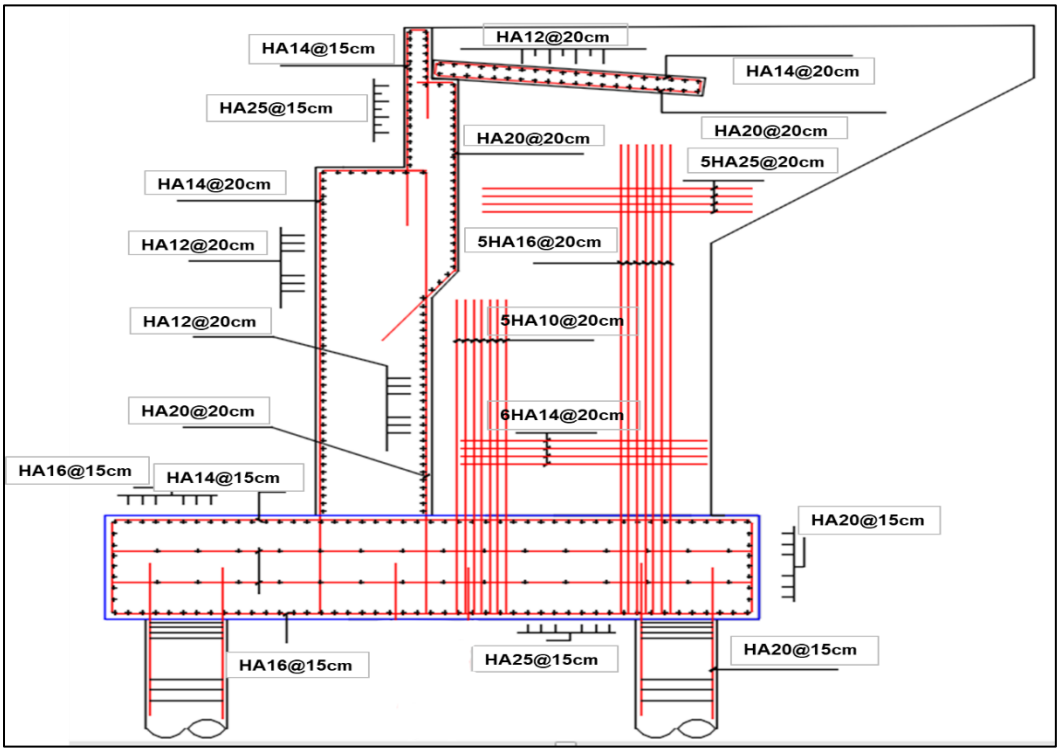


Figure IX. 16: Ferraillage de la culée

IX.4 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en calculant le ferraillage de leurs éléments, qui va leur permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploitée en toute sécurité.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur. Ce modeste travail est une excellente synthèse qui nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq ans de formation dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics ; il nous a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales tel que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

Enfin 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.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).

[2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.

[3] : 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.

[4] : Mr. AMIEUR. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2019/2020.

[5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.

[6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.

[7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).

[8] : Mr. BAYACELI. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2019/2020.

[9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.

[10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.

[11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Edition Technique, Prague, éditeur,92, rue Bonaparte, Paris-6.

[12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.

[13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

[14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[15] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2019/2020

[16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferraillages types.

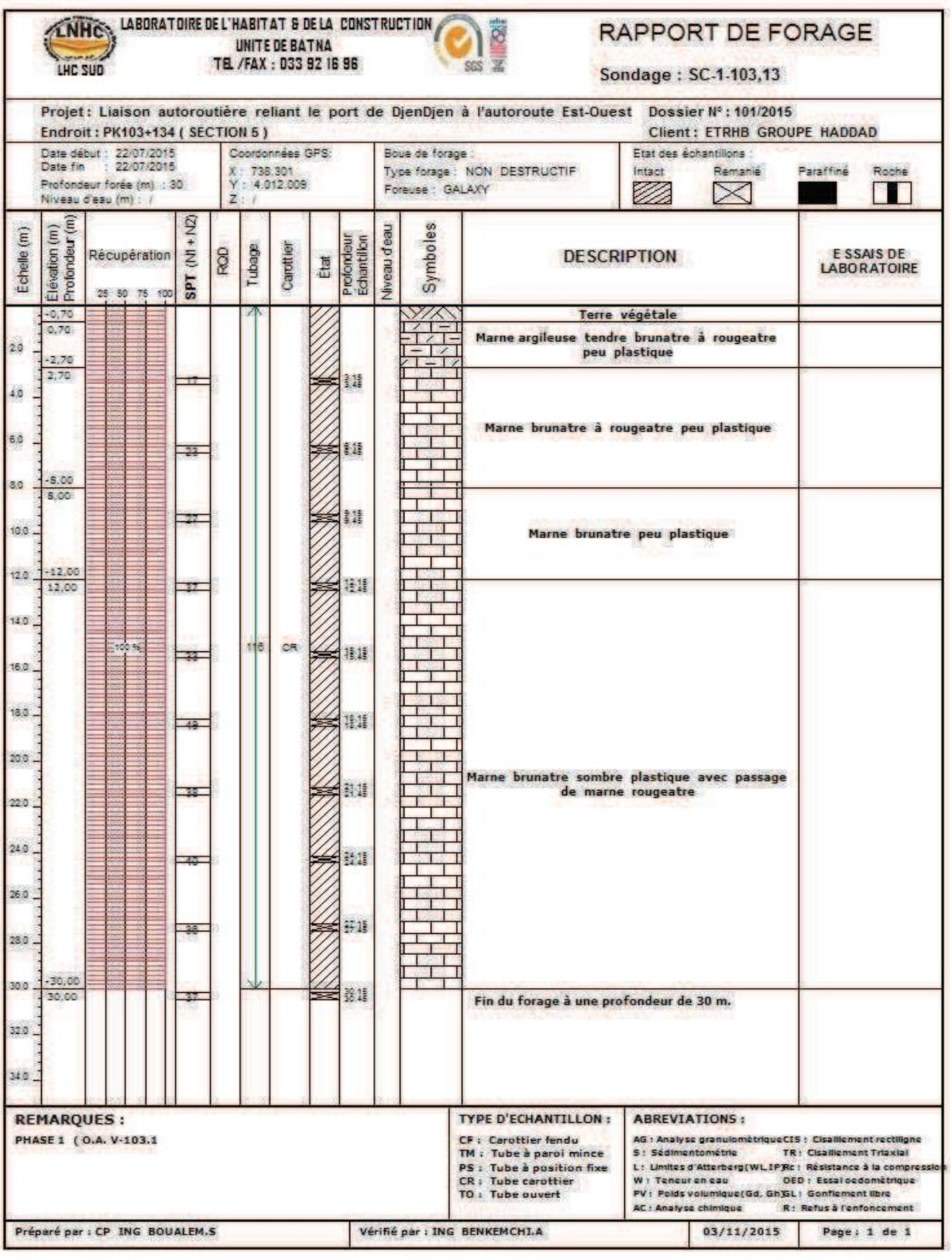
[18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.

[19] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC

ANNEXE «A»

RESULTATS GEOTECHNIQUES

EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE



LABORATOIRE DE L'HABITAT & DE LA CONSTRUCTION
UNITE DE BATNA
TEL /FAX : 033 92 16 96
LHC SUD

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-1-103,13

Projet : Liaison autoroutière reliant le port de DjenDjen à l'autoroute Est-Ouest — Dossier N° : 101/2015
Endroit : PK103+134 (SECTION 5) — Client : ETRHB GROUPE HADDAD

Date début : 22/07/2015
Date fin : 22/07/2015
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS :
X : 738.301
Y : 4.012.009
Z : /

Boue de forage :
Type forage : NON DESTRUCTIF
Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0,70										Terre végétale	
	0,70										Marne argileuse tendre brunatre à rougeatre peu plastique	
2.0	-2,70											
	2,70		17					3.45			Marne brunatre à rougeatre peu plastique	
4.0												
6.0			23					6.45				
8.0	-8,00											
	8,00		27					9.45			Marne brunatre peu plastique	
10.0												
12.0	-12,00											
	12,00		37					12.45				
14.0												
		100 %	33		116	CR		15.45			Marne brunatre sombre plastique avec passage de marne rougeatre	
16.0												
18.0			49					18.45				
20.0												
22.0			38					21.45				
24.0			40					24.45				
26.0												
28.0			38					27.45				
	-30,00											
30.0	30,00		37					30.45			Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
32.0												
34.0												

REMARQUES :
PHASE 1 (O.A. V-103.1

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compressio
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh) — GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : CP ING BOUALEM.S — Vérifié par : ING BENKEMCHI.A — 03/11/2015 — Page : 1 de 1

BH-49



Caisse:1/9



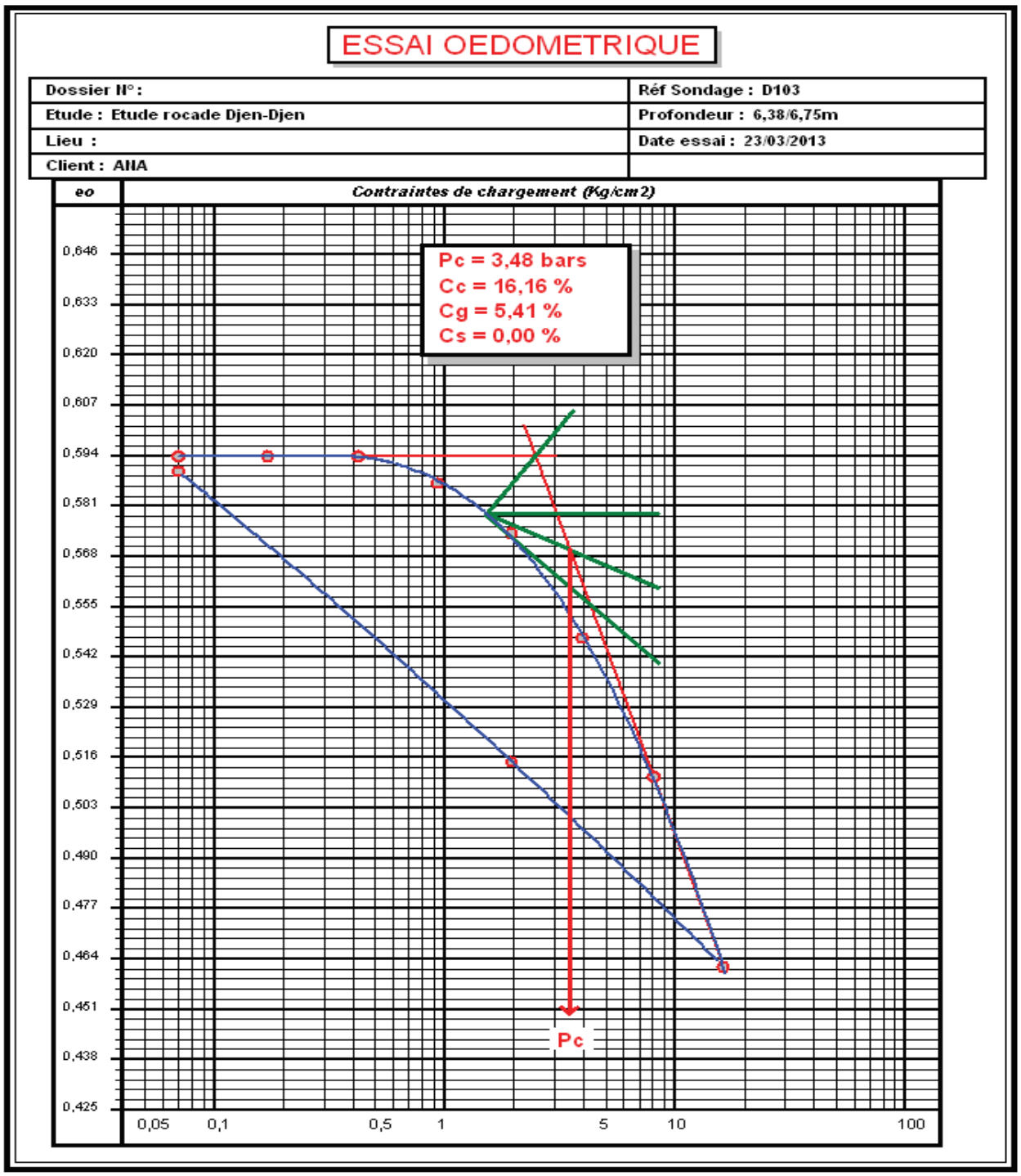
Caisse:2/9



Caisse:3/9

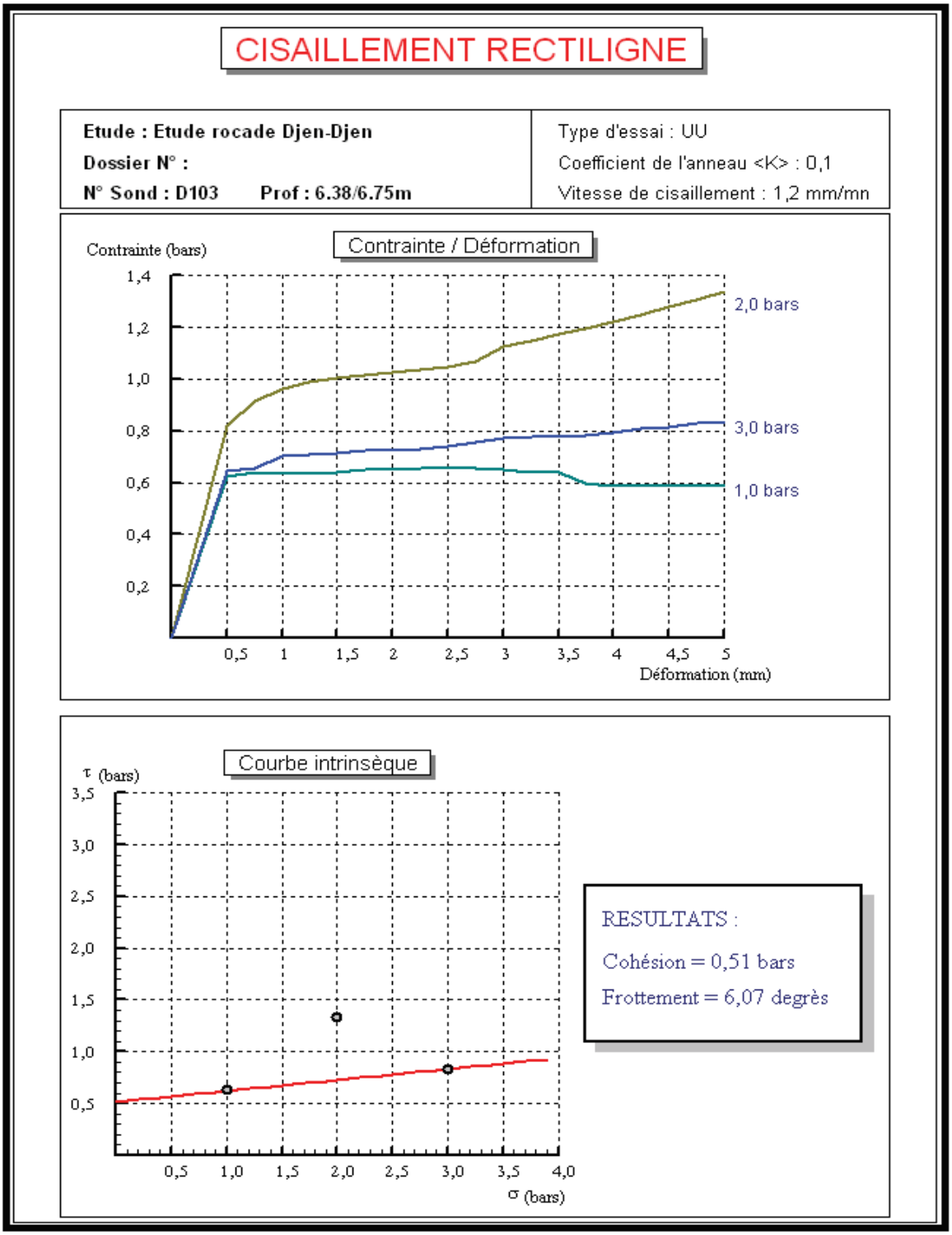
EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Organisme National de Controle Technique des Travaux Publics



EXEMPLE D'UN ESSAI OEDOMETRIQUE

Organisme National de Controle Technique des Travaux Publics



EXEMPLE D'UN ESSAI CISAILLEMENT RECTILIGNE

ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD

Menard Type Pressuremeter Test

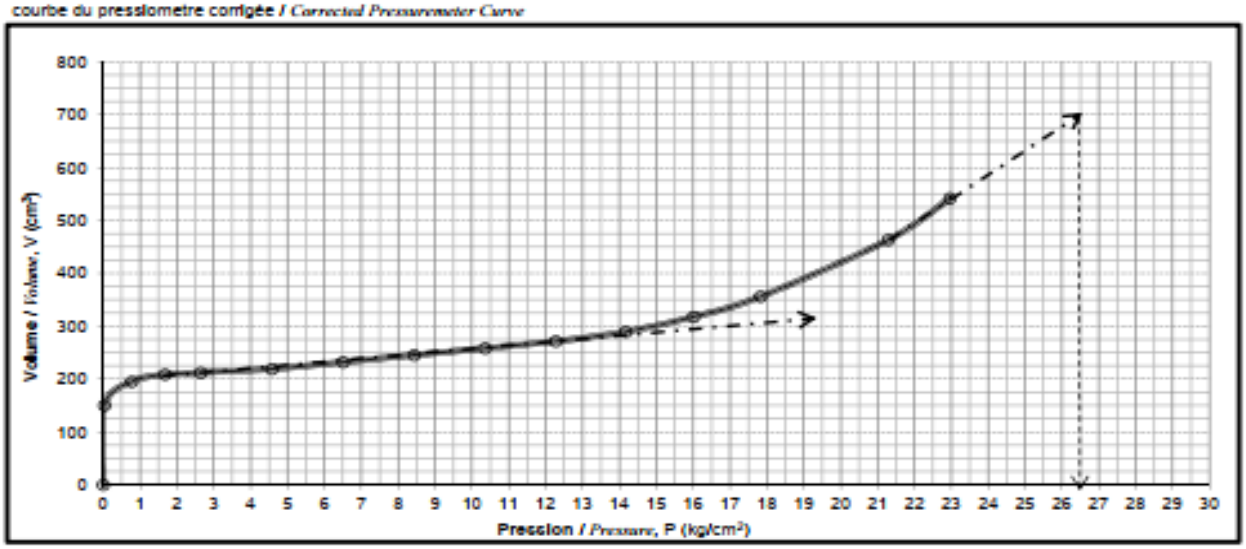
Nom du projet *Project Name*	REALISATION DE LA LIAISION AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM				
Numero du client *Client Name*				Essai de profondeur m *Test Depth*	4.00
Numero de forage *Borehole Number*	BH-49	Diamètre de la sonde *Diameter of Probe*	NX	zero volumetre lecture correspond a V (cm³) *Zero Volumeter Reading Corresponds to V_o*	535
Le type de pressiometre *Type of Pressuremeter*	Apageo Menard G	Hauteur du manometre *Height of Manometer*	0.90	La date de l'essai *Date of Test*	26.03.2016
La norme de l'essai *Standart of Test*	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) *Water Level (GWL)*		La date des resultats de l'essai *Date of Test Result*	06.04.2016

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Incrément *Increment*	Pression du volumetre *Volumeter Pressure*	1 min lecture volumetre *1 min. volumeter reading*	[2]+ Pression hydrostatique [2]+ *Hydrostatic Pressure*	Correction du volume *Volume Correction*	Volume corrigé *Corrected Volume*	Correction du membrane *Mabrane Correction*	Pression corrigée *Corrected Pressure*
	kg/cm²	cm³	kg/cm²	cm³	cm³	kg/cm²	kg/cm²
1	0	0	0.09	0.00	0.0	0.0	0.0
2	1	150	1.09	0.00	150.0	1.06	0.03
3	2	195	2.09	0.00	195.0	1.32	0.77
4	3	210	3.09	1.48	208.5	1.42	1.67
5	4	216	4.09	2.98	212.0	1.45	2.64
6	6	226	6.09	6.00	219.0	1.51	4.58
7	8	240	8.09	7.99	232.0	1.58	6.51
8	10	256	10.09	10.00	245.0	1.66	8.43
9	12	270	12.09	11.81	258.2	1.73	10.36
10	14	286	14.09	13.63	271.4	1.81	12.28
11	16	306	16.09	15.47	289.5	1.92	14.17
12	18	336	18.09	17.32	317.7	2.08	16.01
13	20	376	20.09	19.20	355.8	2.27	17.82
14	24	488	24.09	23.00	463.0	2.80	21.29
15	28	688	26.09	24.31	541.7	3.13	22.96

Explication:

Valeurs evaluées *Assessed Values*			
pression limite p_L (kg/cm²)	26.5	Module d'elasticité E_M (kg/cm²)	348

courbe du pressiometre corrigée *Corrected Pressuremeter Curve*



P_i (kg/cm²)	1.67	V_i (cm³)	208.5	ΔP (kg/cm²)	10.61	effectuée par experience	
P_f (kg/cm²)	12.28	V_f (cm³)	271.4	ΔV (cm³)	62.9	APPOROUVE	

EXEMPLE D'UN ESSAI PENETROMETRE

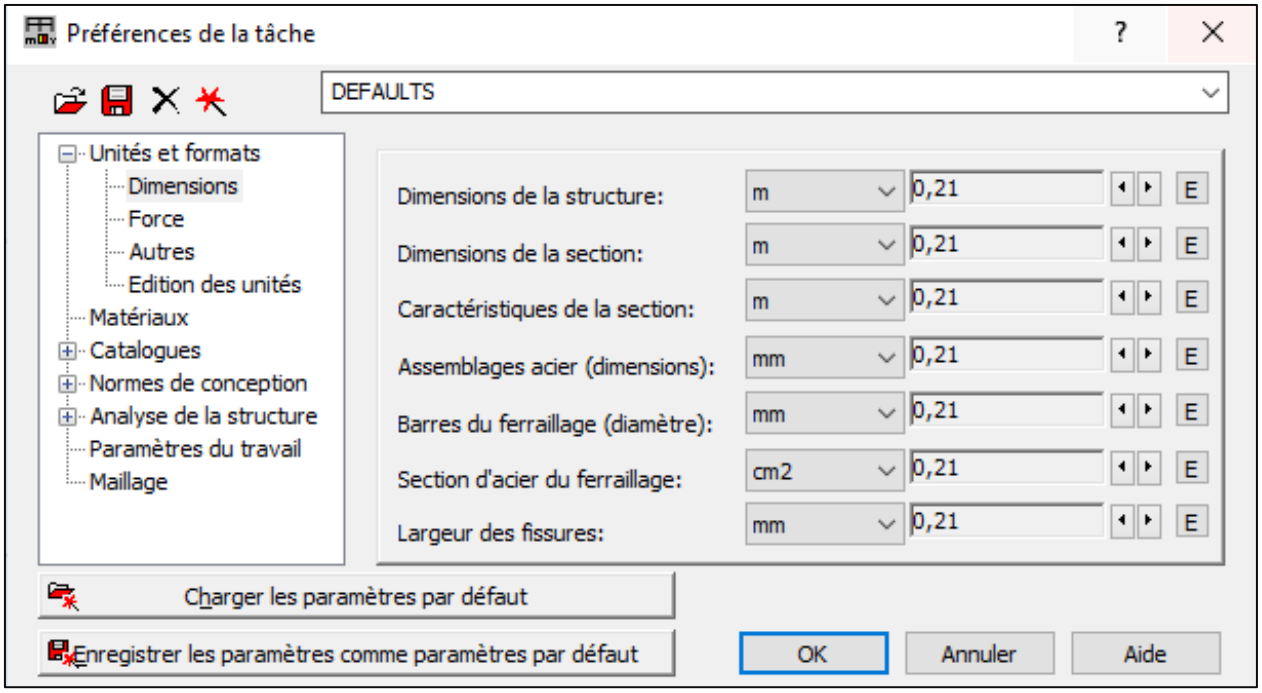
ANNEXE «B»

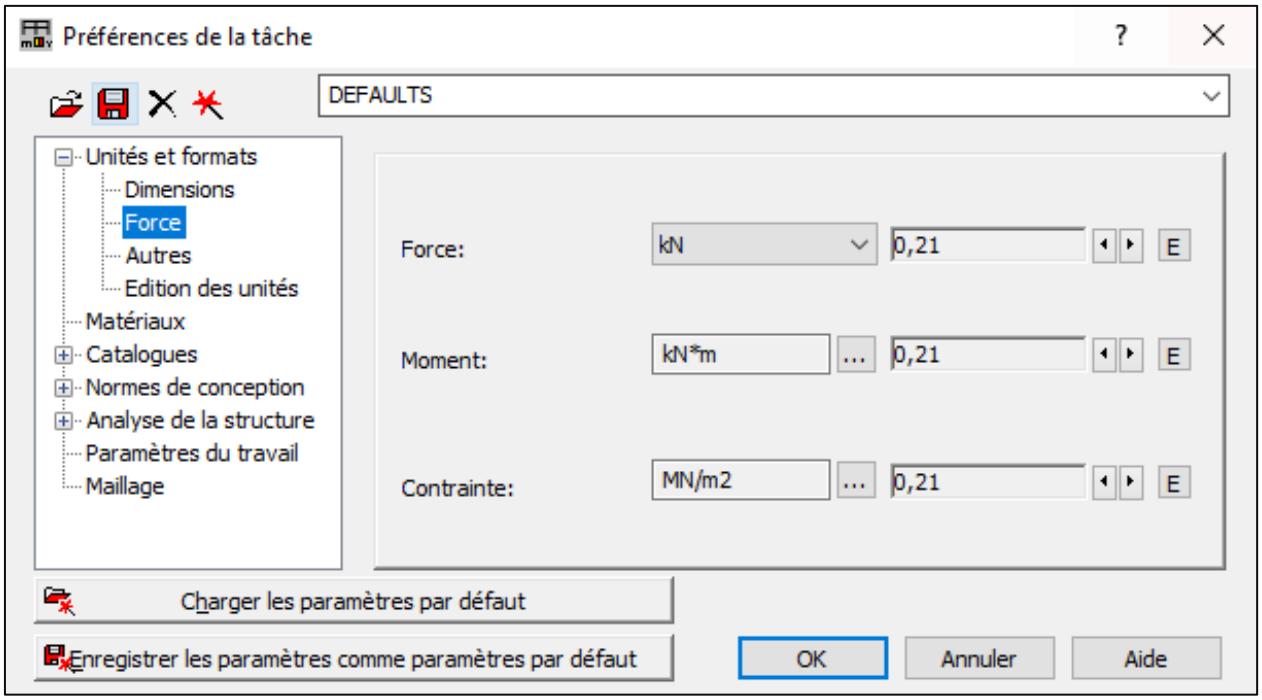
MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

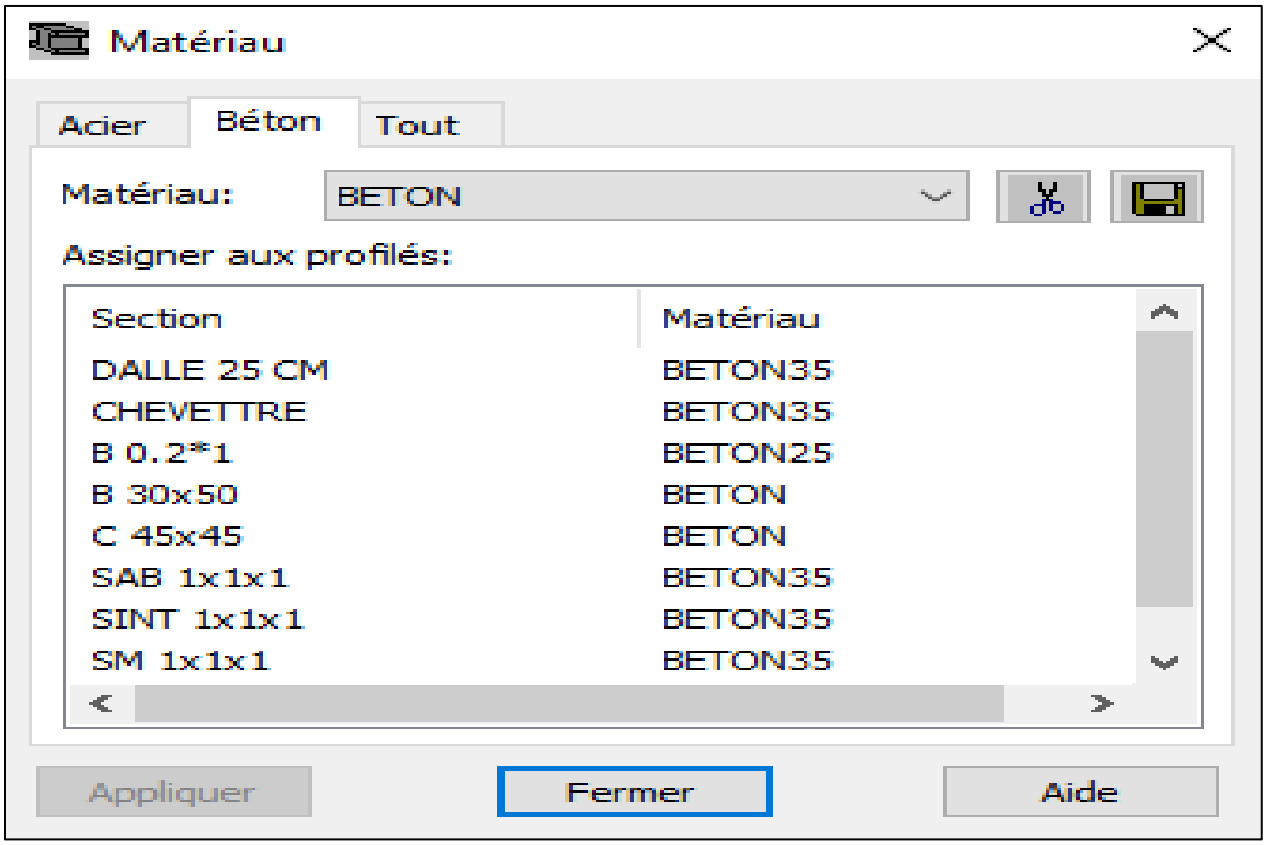
✓ ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2019 :

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

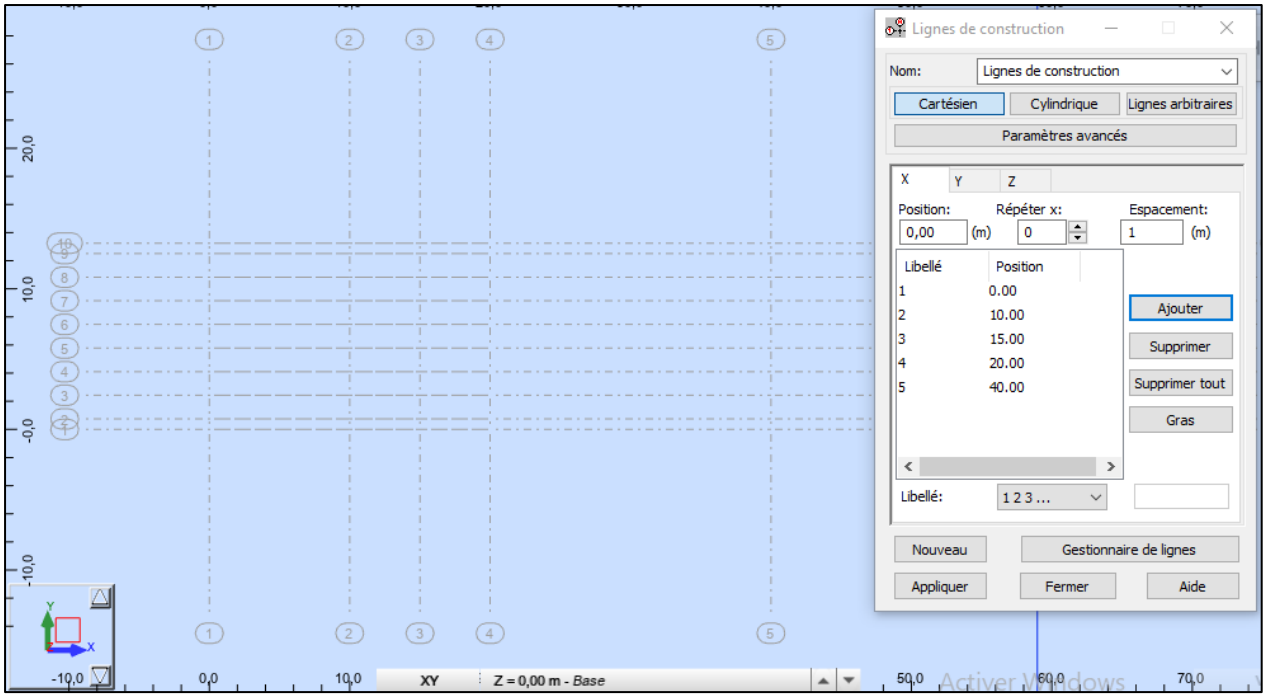
➢ **On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau :**



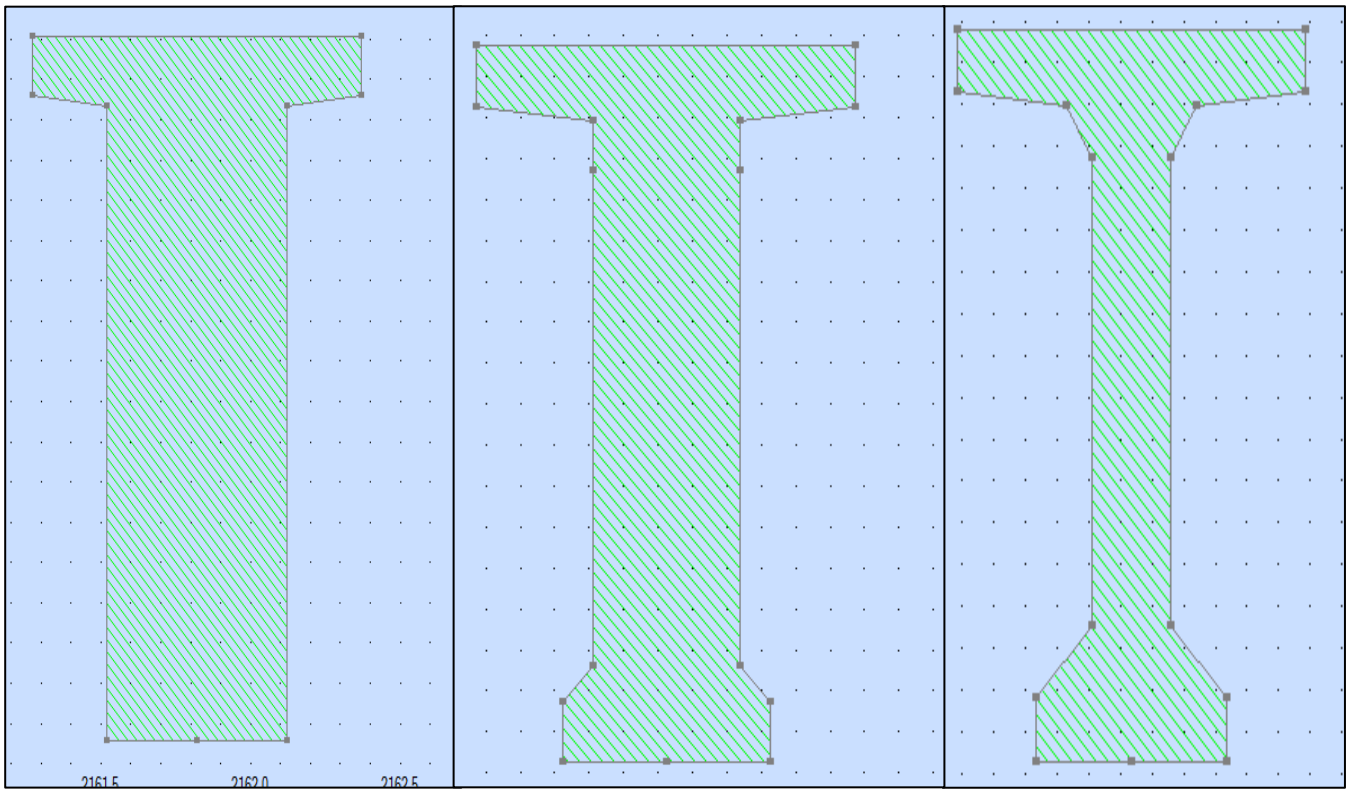




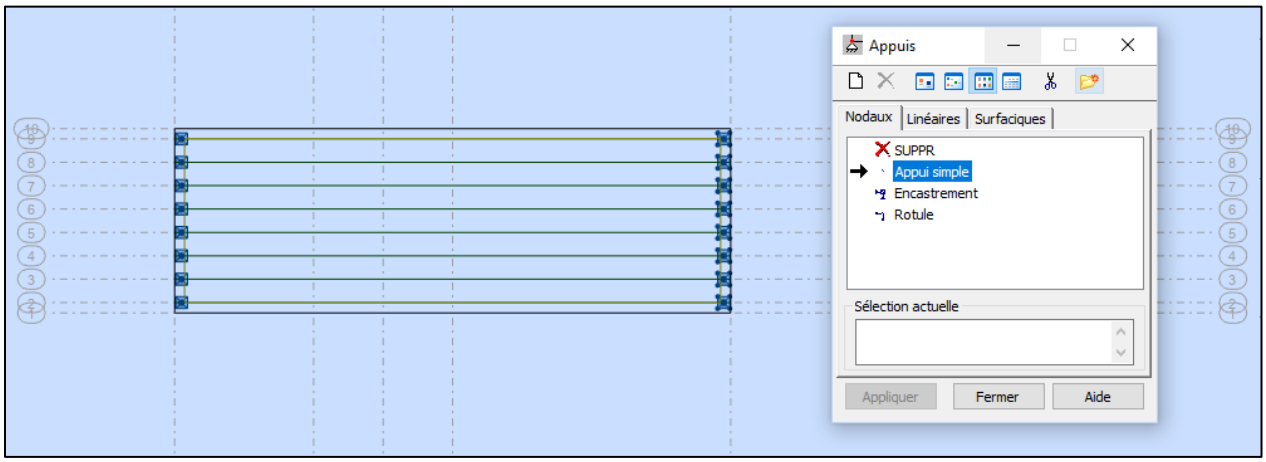
➢ **Ensuite, on dessine les lignes de construction.**



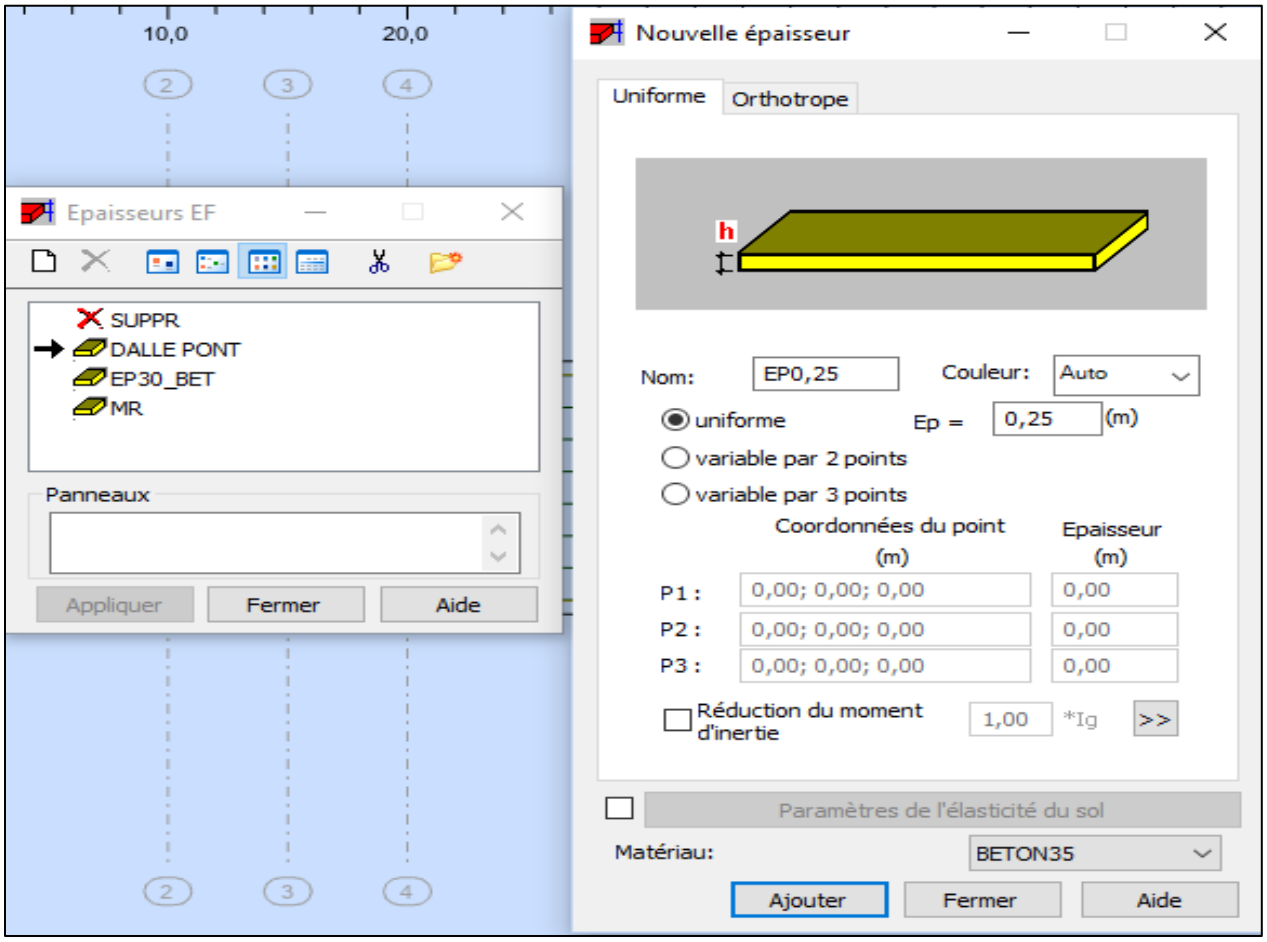
- **On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.**



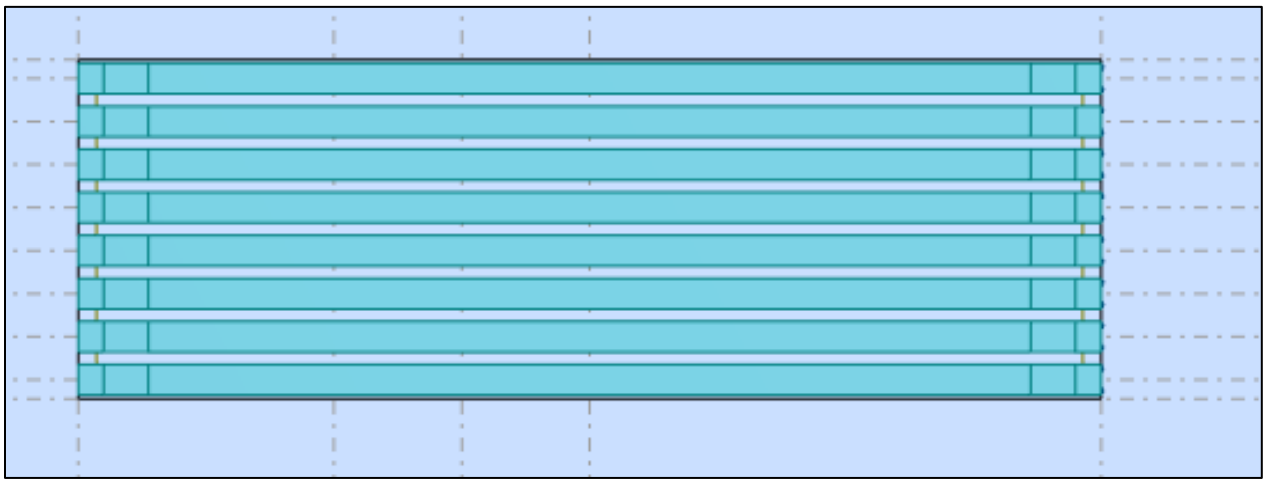
- **Après le dessin des barres avec nos poutres, on définit les appuis de part et d'autre des poutres.**

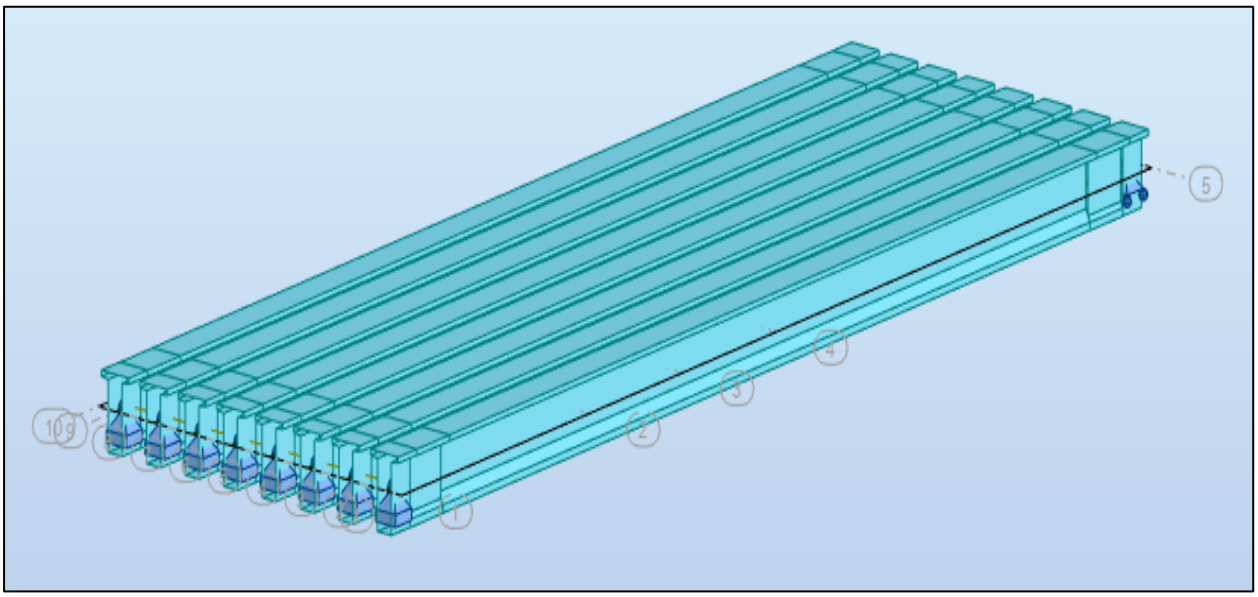


➢ **Ensuite, on définit notre hourdis.**

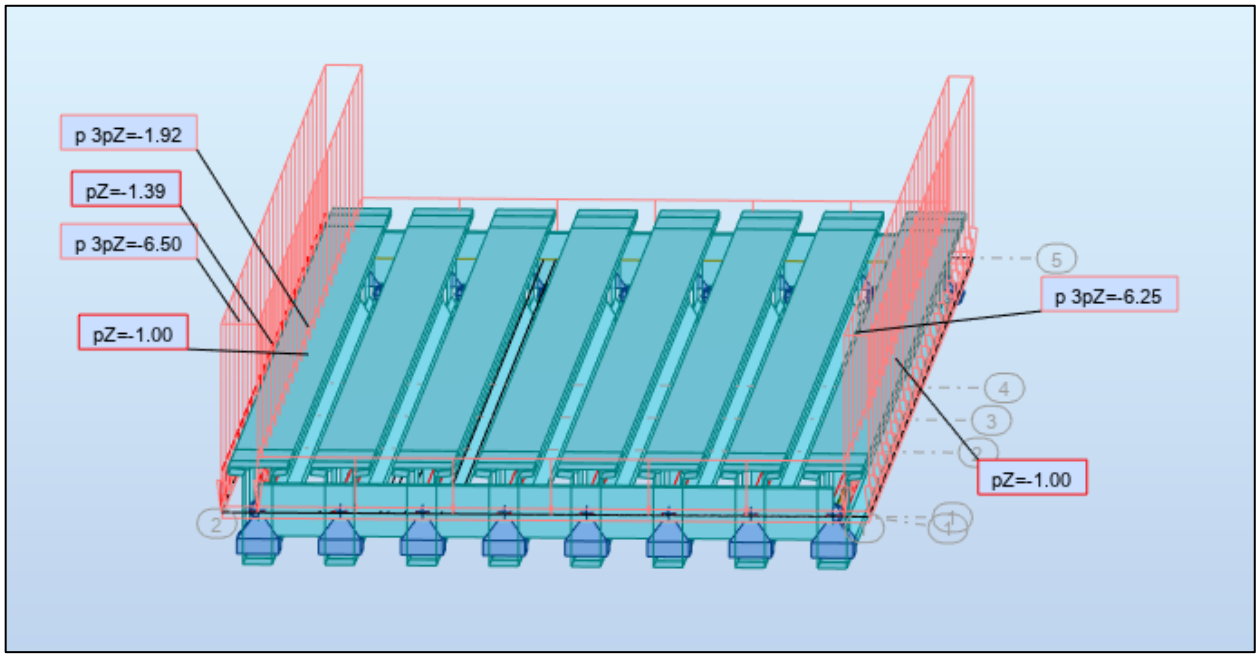


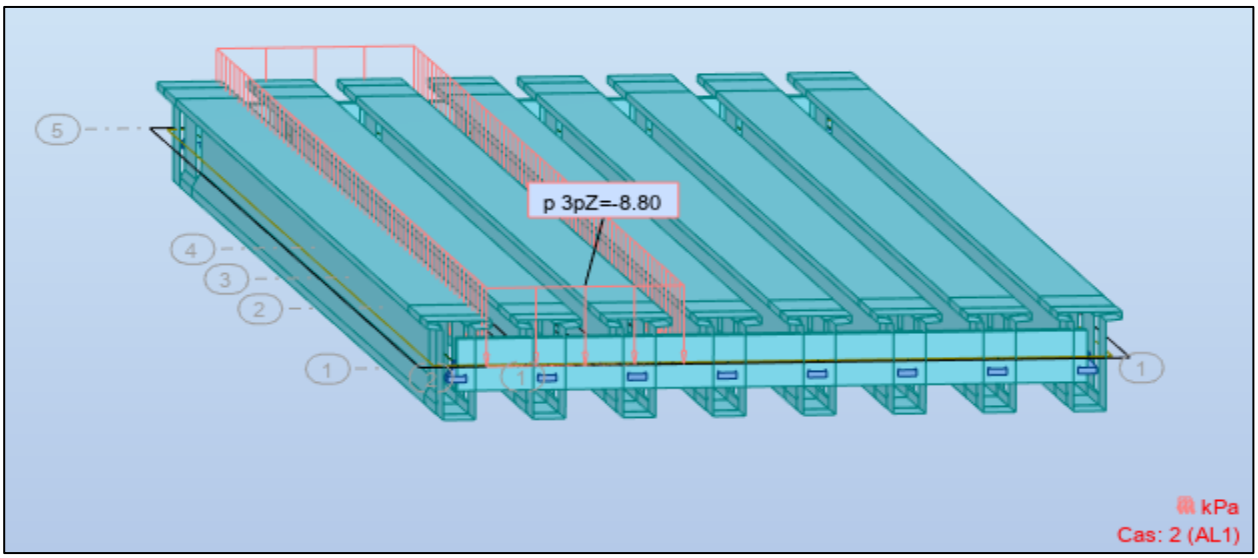
➢ **Et on obtient le tablier suivant.**

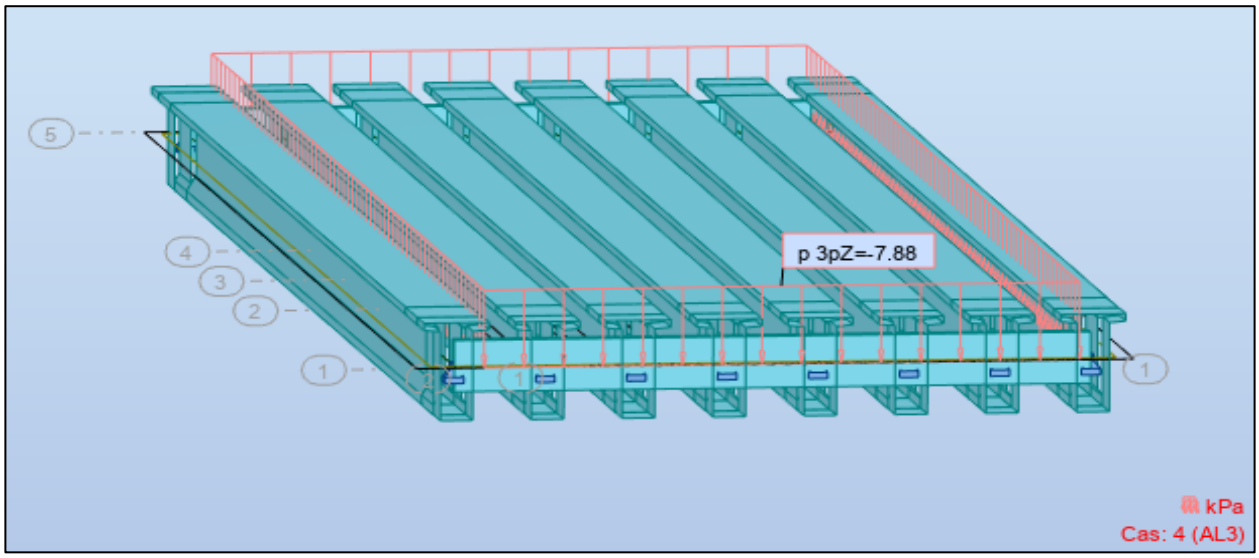


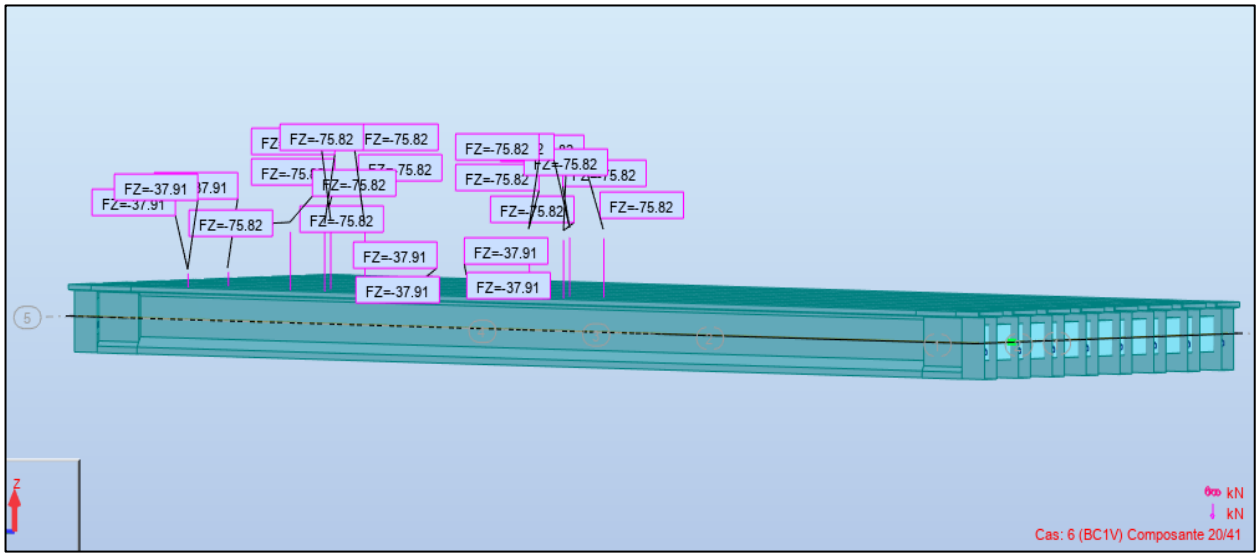


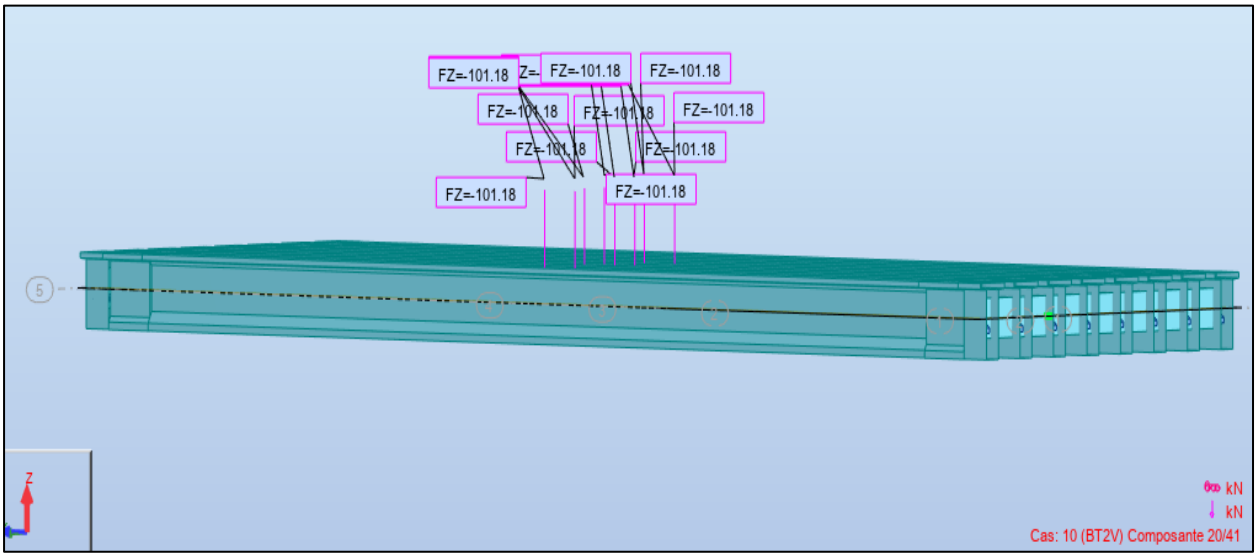
- ✓ **LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS :**

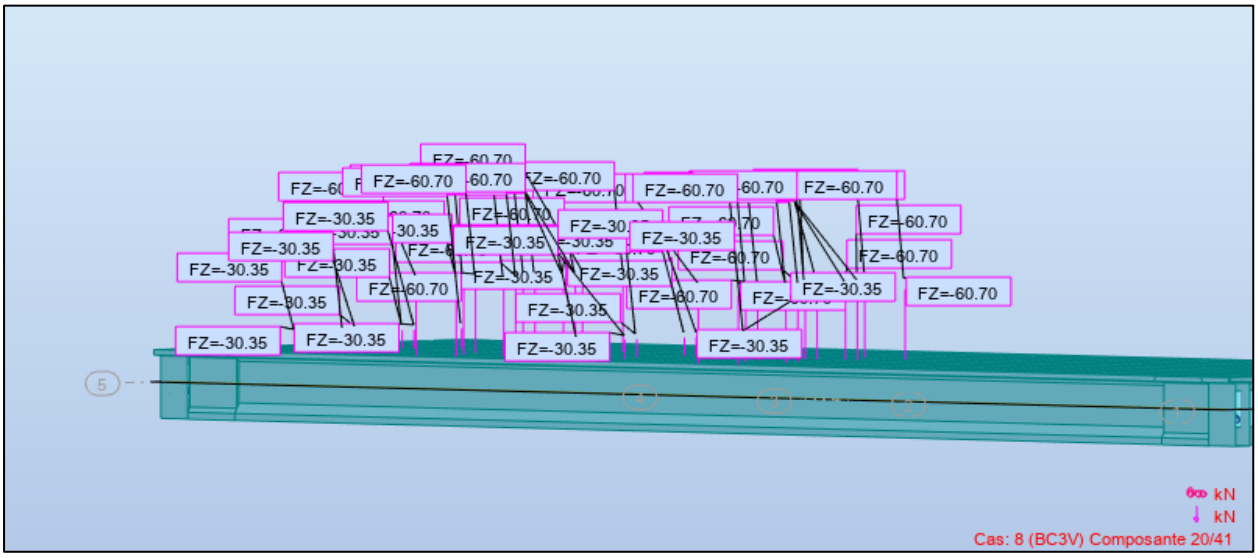


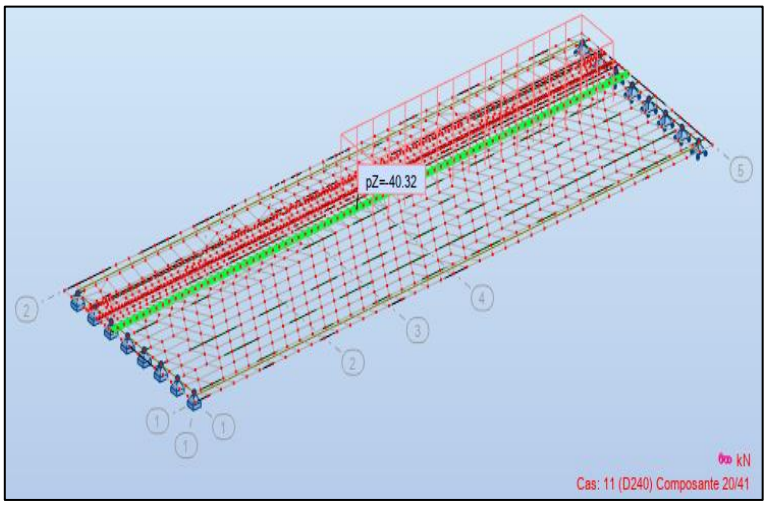

p 3pZ=-8.80
kPa
Cas: 2 (AL1)

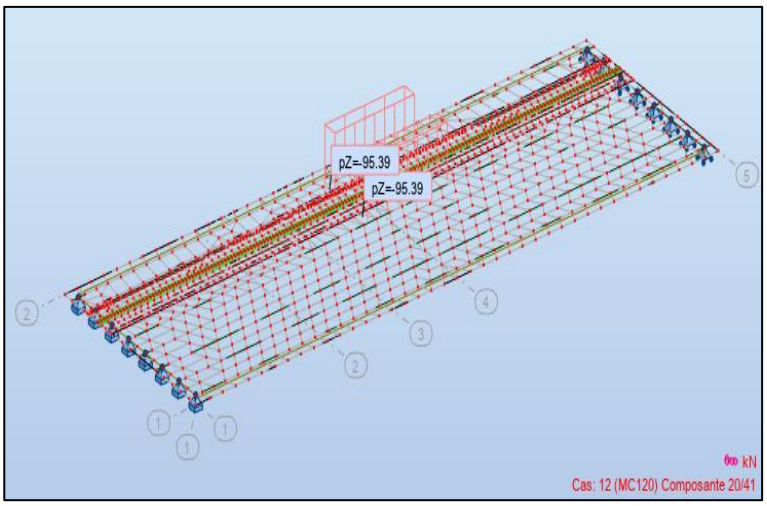

p 3pZ=-7.88
kPa
Cas: 4 (AL3)

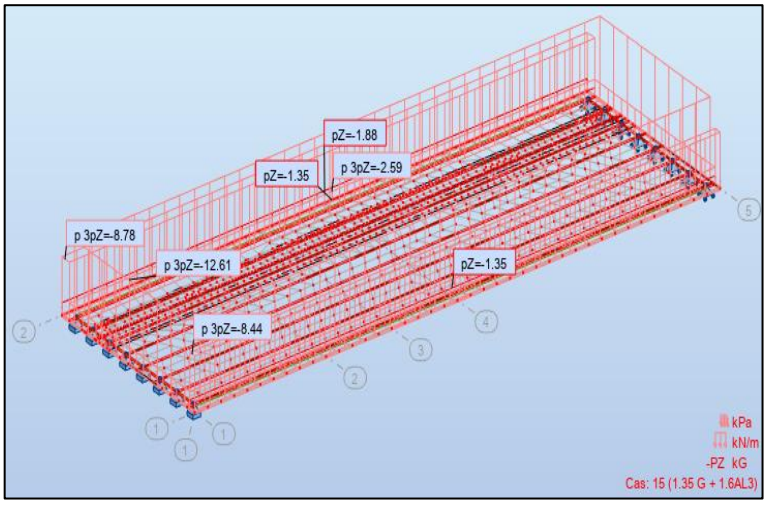

FZ=-75.82
FZ=-37.91
kN
kN
Cas: 6 (BC1V) Composante 20/41

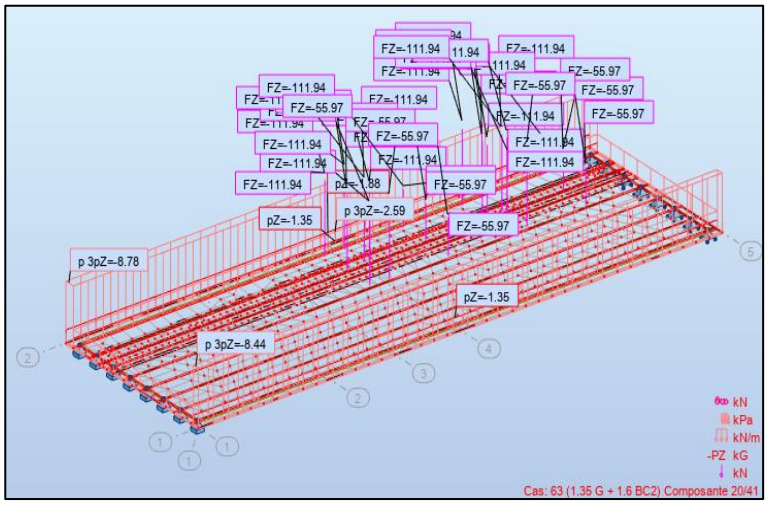

FZ=-101.18
kN
kN
Cas: 10 (BT2V) Composante 20/41

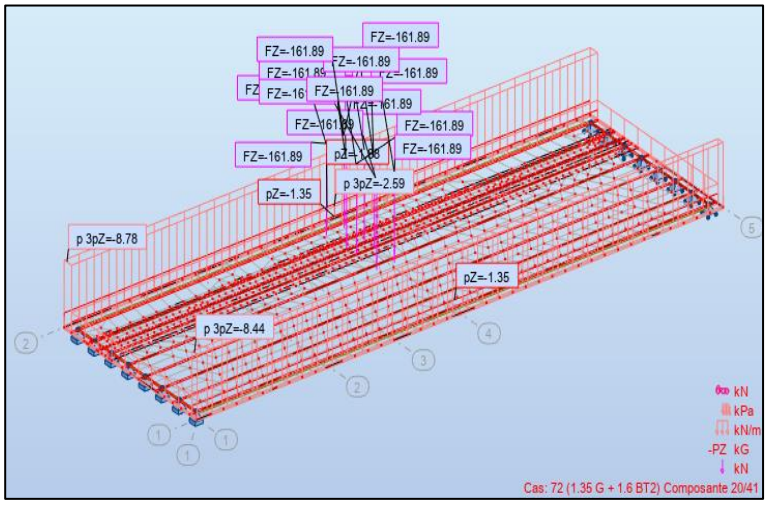

FZ=-60.70
FZ=-30.35
kN
kN
Cas: 8 (BC3V) Composante 20/41

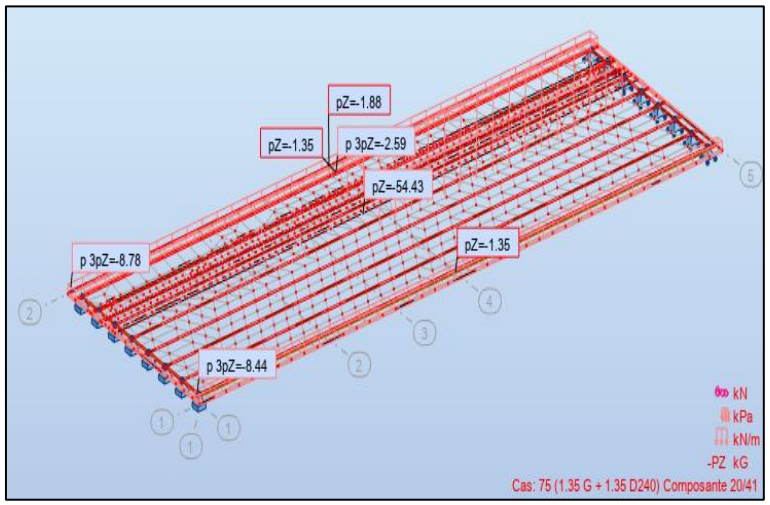

pZ=-40.32
kN
Cas: 11 (D240) Composante 20/41

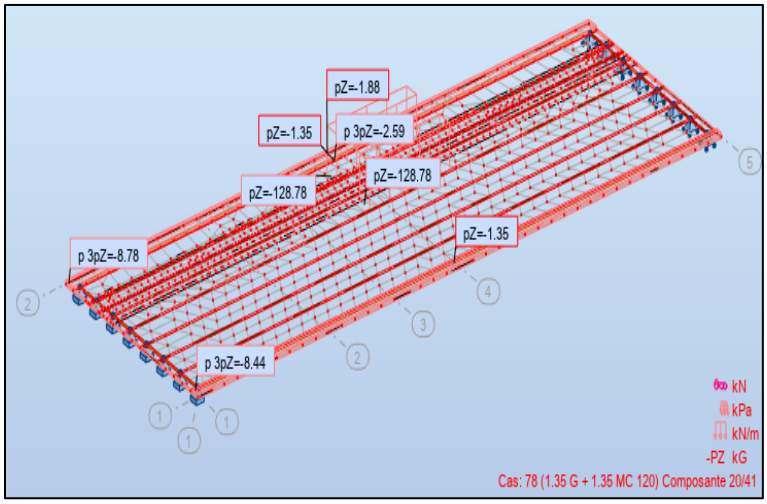

pZ=-95.39
pZ=-95.39
kN
Cas: 12 (MC120) Composante 20/41

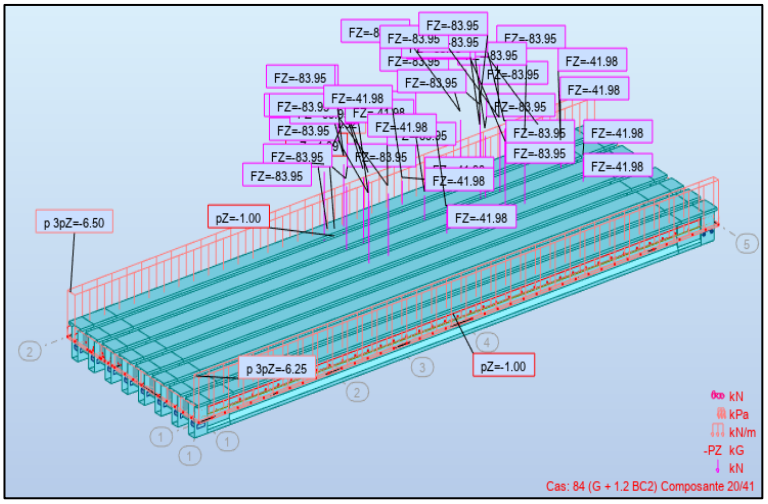

pZ=-1.88
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-8.78
p 3pZ=-12.61
pZ=-1.35
p 3pZ=-8.44
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 15 (1.35 G + 1.6AL3)

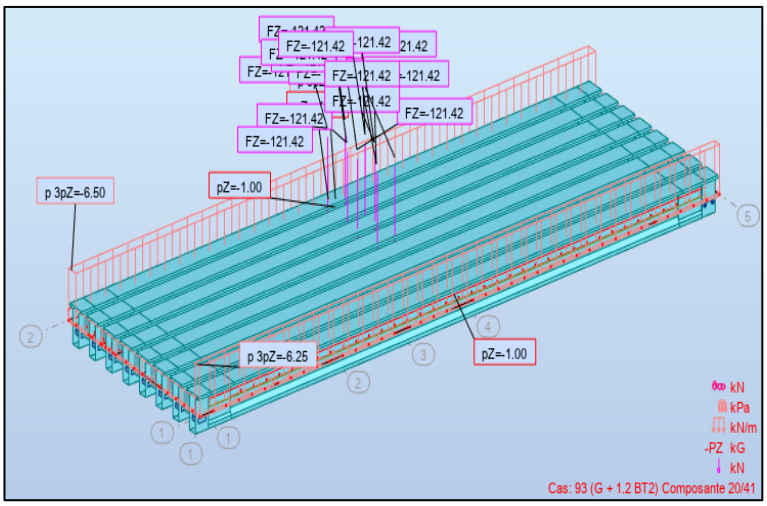

FZ=-111.94
FZ=-55.97
pZ=-1.88
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-8.78
pZ=-1.35
p 3pZ=-8.44
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 63 (1.35 G + 1.6 BC2) Composante 20/41

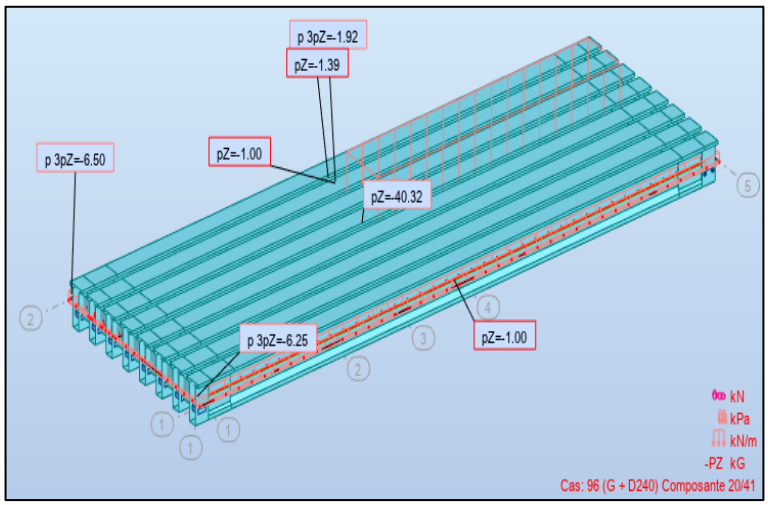

FZ=-161.89
pZ=-1.88
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-8.78
pZ=-1.35
p 3pZ=-8.44
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 72 (1.35 G + 1.6 BT2) Composante 20/41

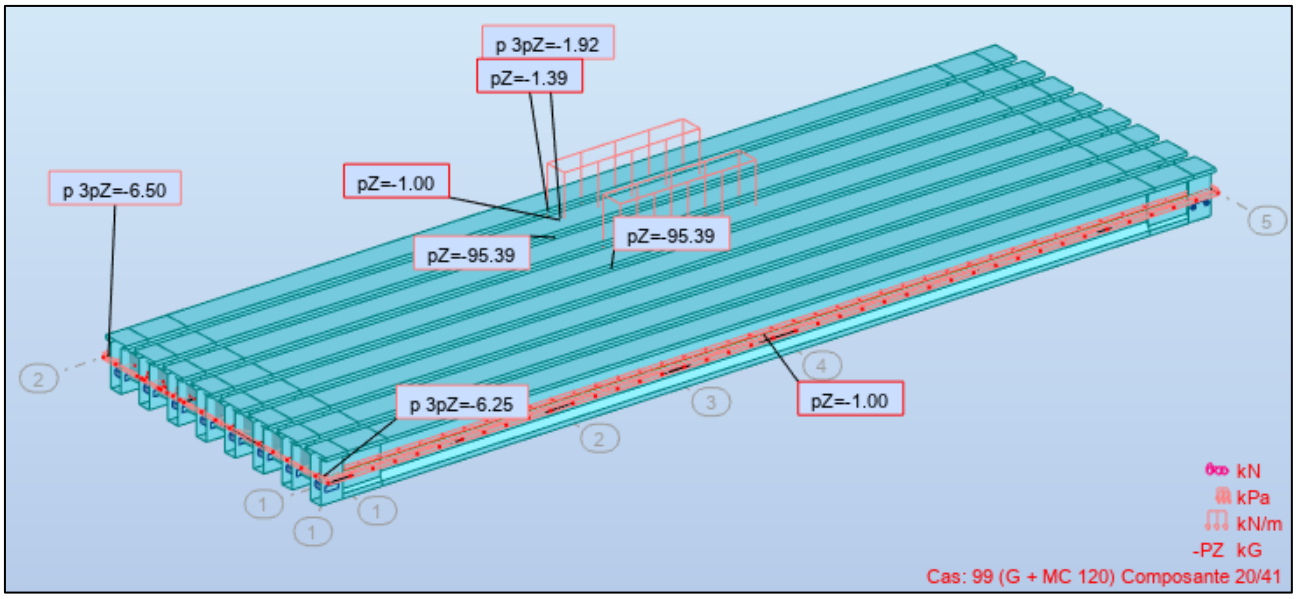

pZ=-1.88
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
pZ=-54.43
p 3pZ=-8.78
pZ=-1.35
p 3pZ=-8.44
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 75 (1.35 G + 1.35 D240) Composante 20/41


pZ=-1.88
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
pZ=-128.78
pZ=-128.78
pZ=-1.35
p 3pZ=-8.78
p 3pZ=-8.44
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 78 (1.35 G + 1.35 MC 120) Composante 20/41

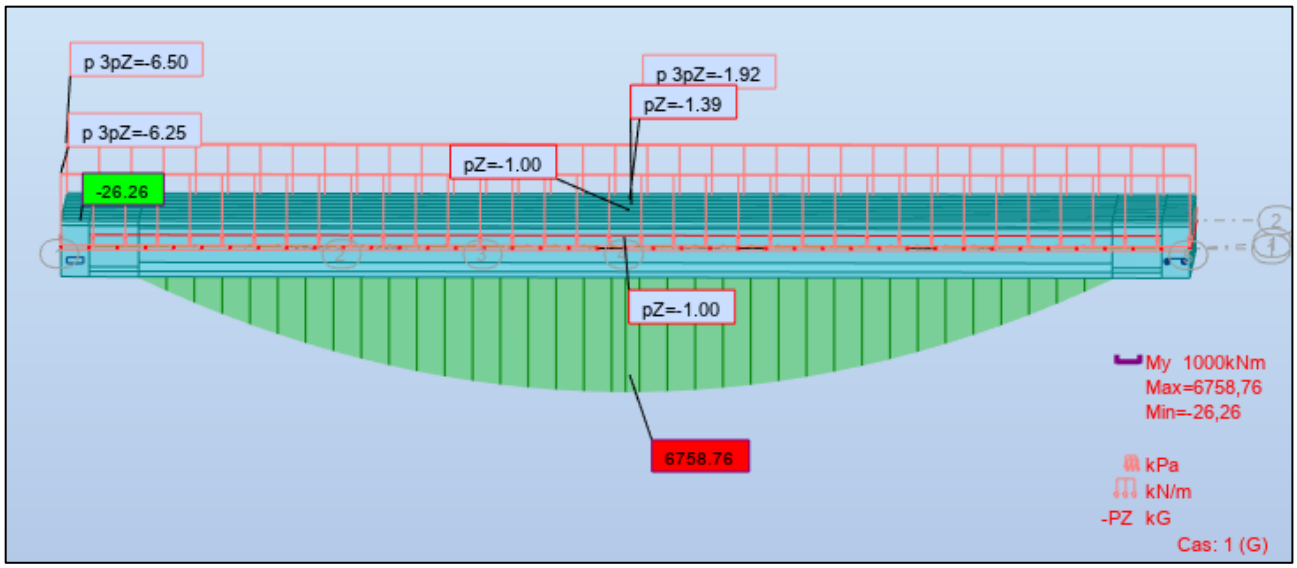

FZ=-83.95
FZ=-41.98
p 3pZ=-6.50
pZ=-1.00
p 3pZ=-6.25
pZ=-1.00
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 84 (G + 1.2 BC2) Composante 20/41

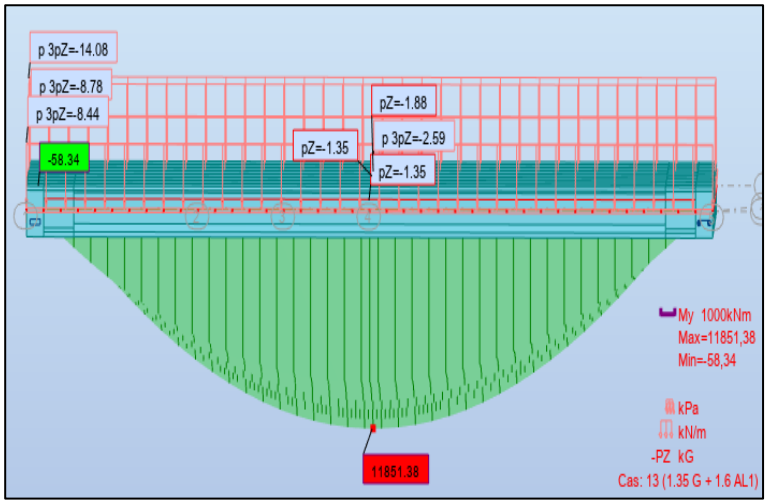

FZ=-121.42
p 3pZ=-6.50
pZ=-1.00
p 3pZ=-6.25
pZ=-1.00
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 93 (G + 1.2 BT2) Composante 20/41

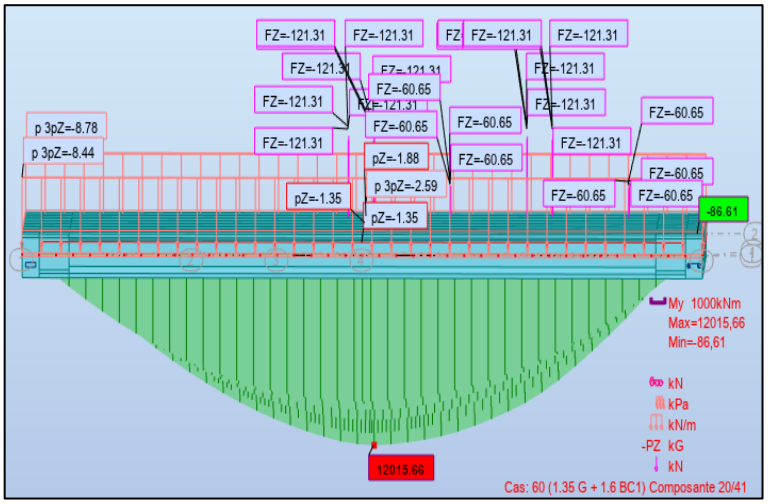

p 3pZ=-1.92
pZ=-1.39
p 3pZ=-6.50
pZ=-1.00
pZ=-40.32
p 3pZ=-6.25
pZ=-1.00
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 96 (G + D240) Composante 20/41

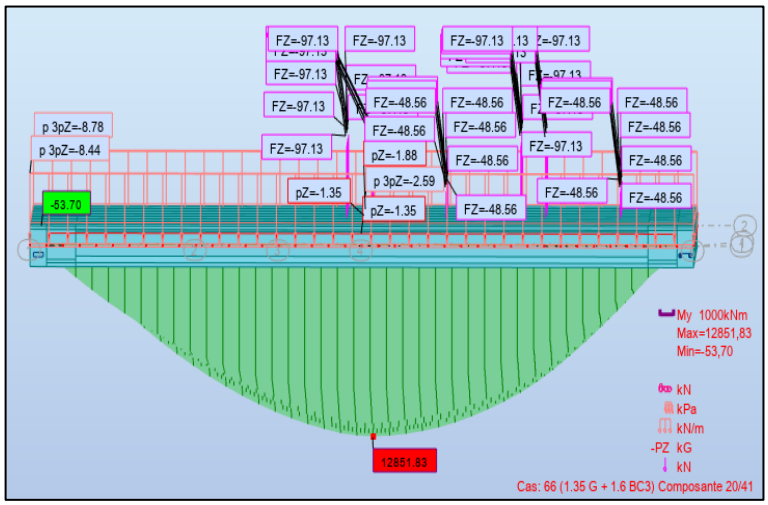

p 3pZ=-1.92
pZ=-1.39
p 3pZ=-6.50
pZ=-1.00
pZ=-95.39
pZ=-95.39
p 3pZ=-6.25
pZ=-1.00
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 99 (G + MC 120) Composante 20/41

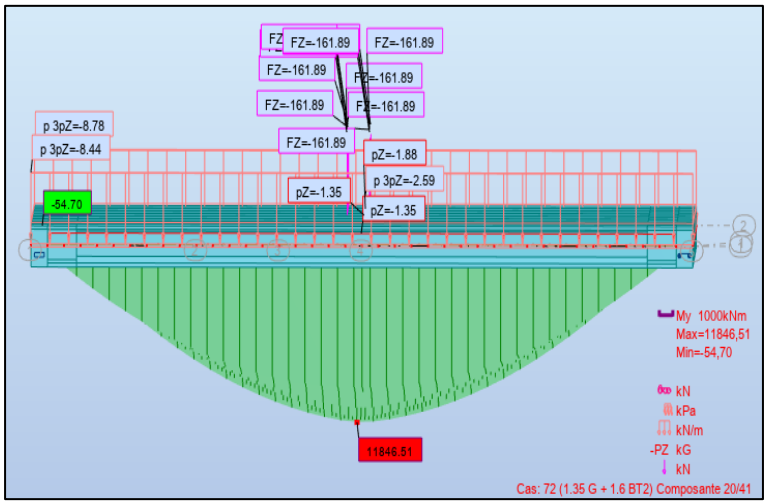
✓ LES MOMENT FLECHISSANT:

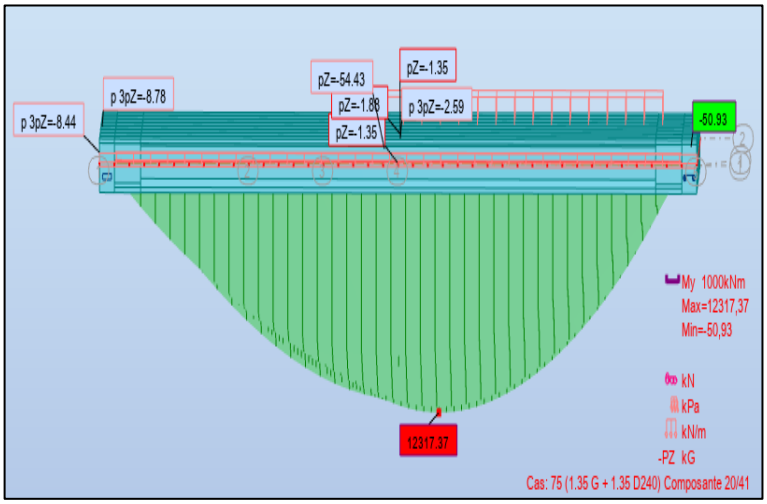


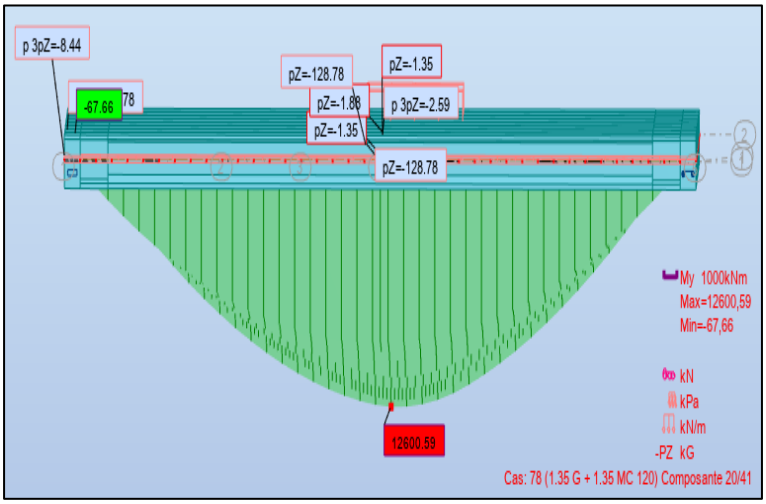


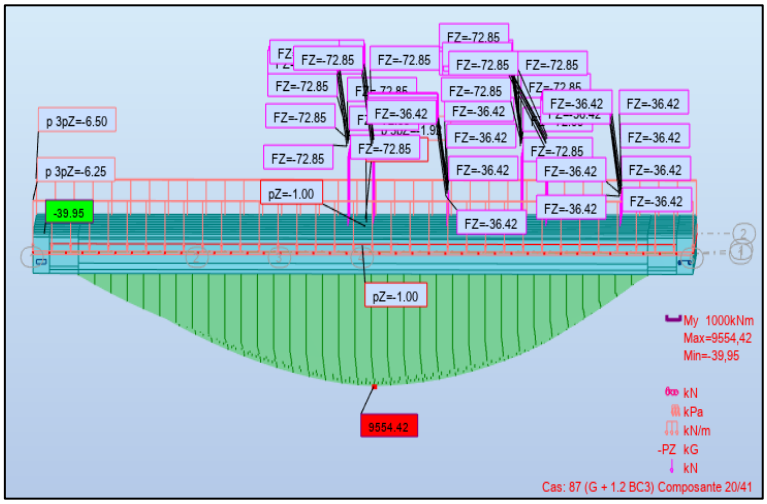


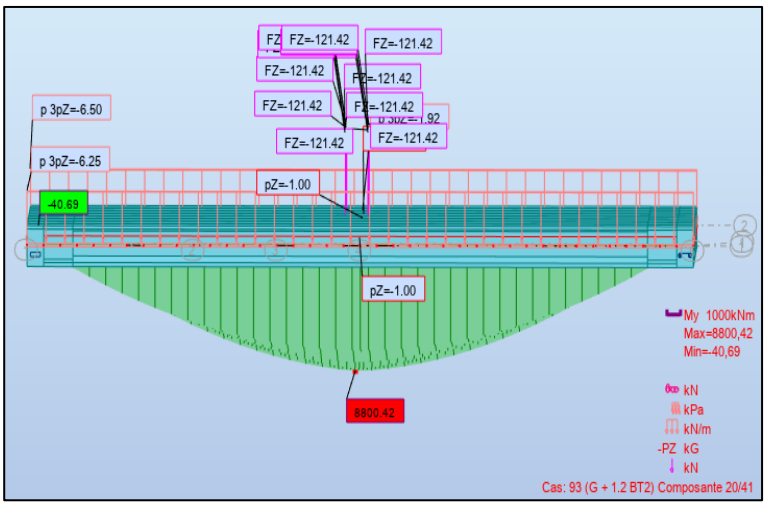


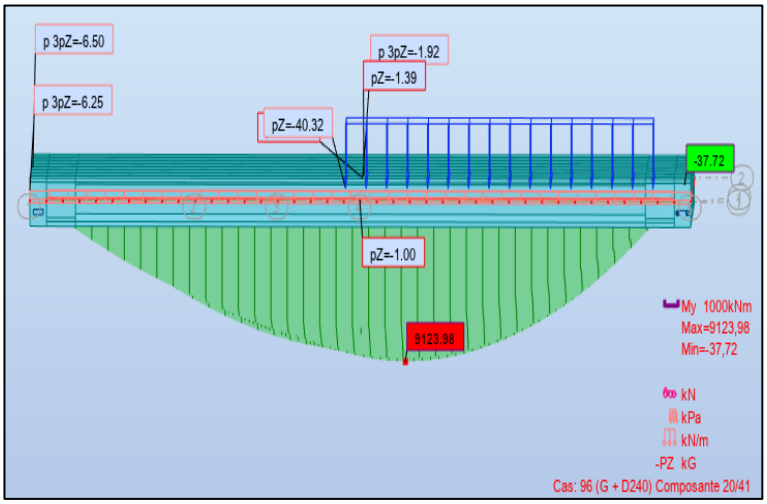


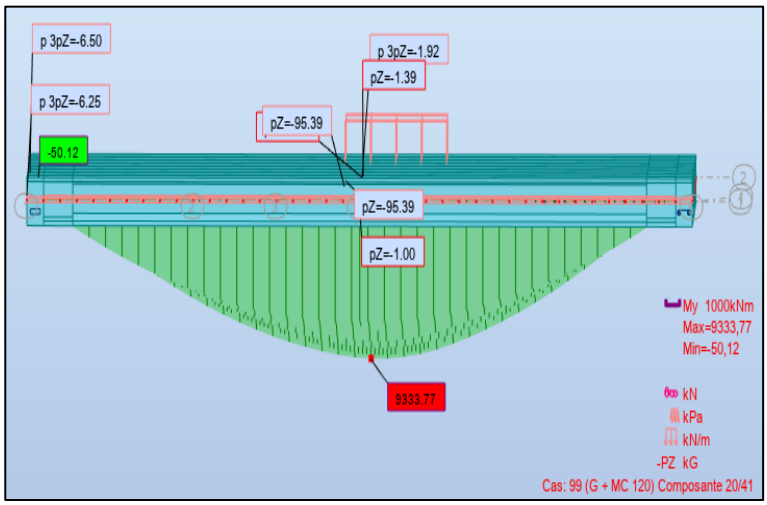

p 3pZ=-8.44
p 3pZ=-8.78
pZ=-54.43
pZ=-1.35
pZ=-1.88
p 3pZ=-2.59
pZ=-1.35
-50.93
12317.37
My 1000kNm
Max=12317,37
Min=-50,93
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 75 (1.35 G + 1.35 D240) Composante 20/41


p 3pZ=-8.44
-67.66
pZ=-128.78
pZ=-1.35
pZ=-1.88
p 3pZ=-2.59
pZ=-1.35
pZ=-128.78
12600.59
My 1000kNm
Max=12600,59
Min=-67,66
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 78 (1.35 G + 1.35 MC 120) Composante 20/41

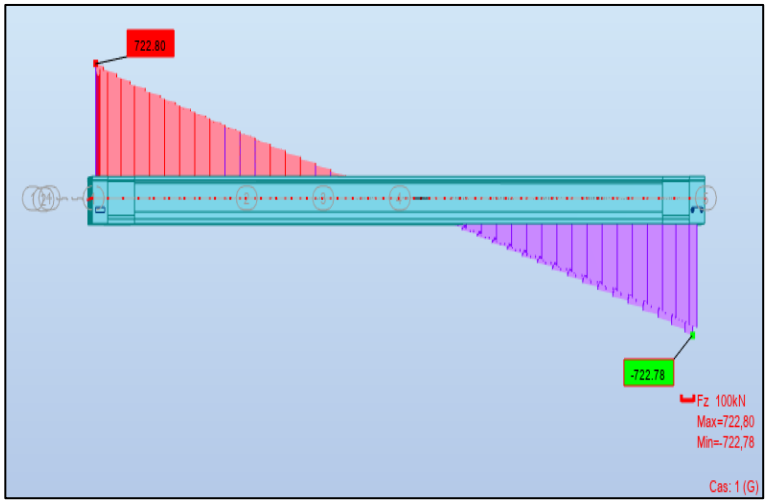

FZ=-72.85
FZ=-36.42
p 3pZ=-6.50
p 3pZ=-6.25
-39.95
pZ=-1.00
pZ=-1.00
9554.42
My 1000kNm
Max=9554,42
Min=-39,95
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 87 (G + 1.2 BC3) Composante 20/41

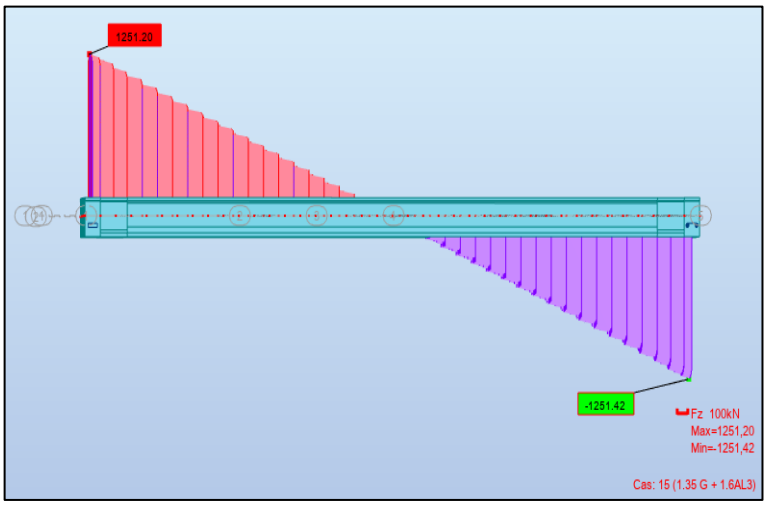

FZ=-121.42
p 3pZ=-6.50
p 3pZ=-6.25
-40.69
pZ=-1.00
pZ=-1.00
8800.42
My 1000kNm
Max=8800,42
Min=-40,69
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 93 (G + 1.2 BT2) Composante 20/41

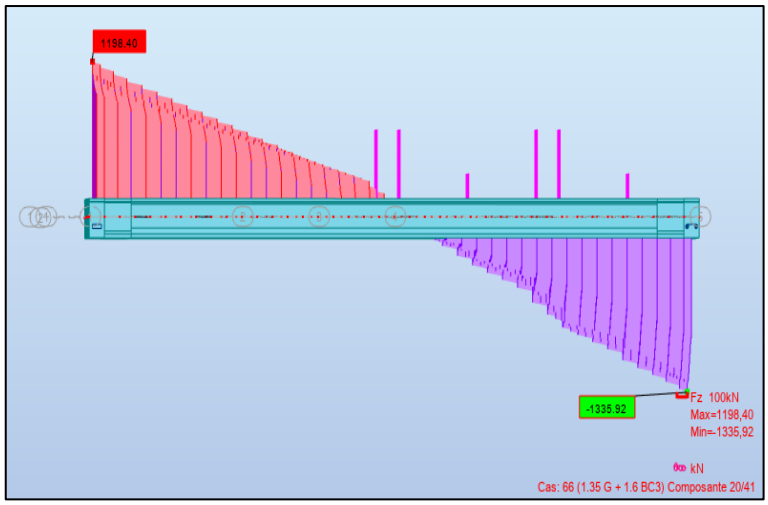

p 3pZ=-6.50
p 3pZ=-6.25
p 3pZ=-1.92
pZ=-1.39
pZ=-40.32
-37.72
pZ=-1.00
9123.98
My 1000kNm
Max=9123,98
Min=-37,72
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 96 (G + D240) Composante 20/41

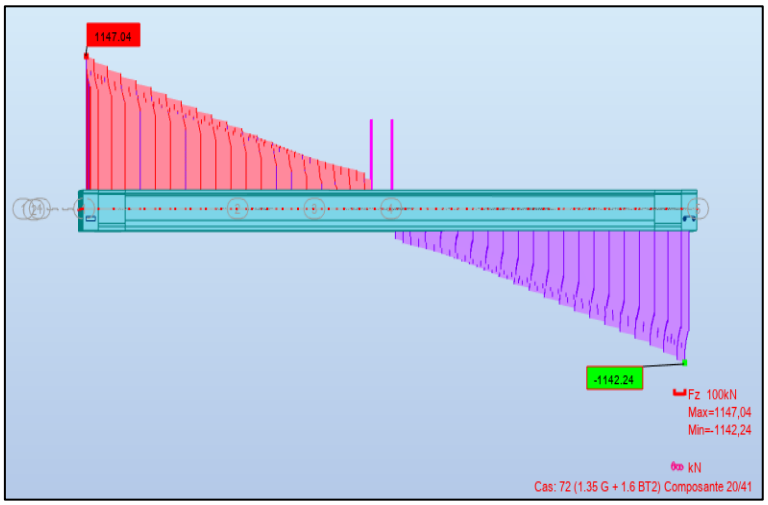

p 3pZ=-6.50
p 3pZ=-6.25
p 3pZ=-1.92
pZ=-1.39
pZ=-95.39
-50.12
pZ=-95.39
pZ=-1.00
9333.77
My 1000kNm
Max=9333,77
Min=-50,12
kN
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 99 (G + MC 120) Composante 20/41

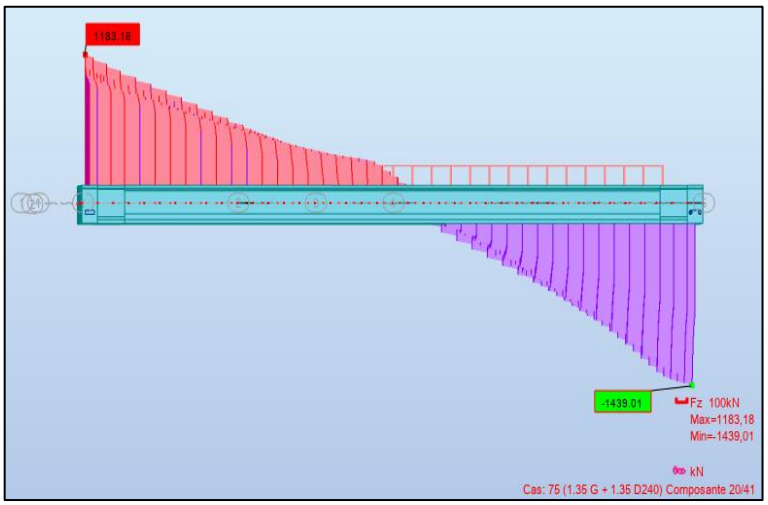
✓ LES EFFORTS TRANCHANTS :

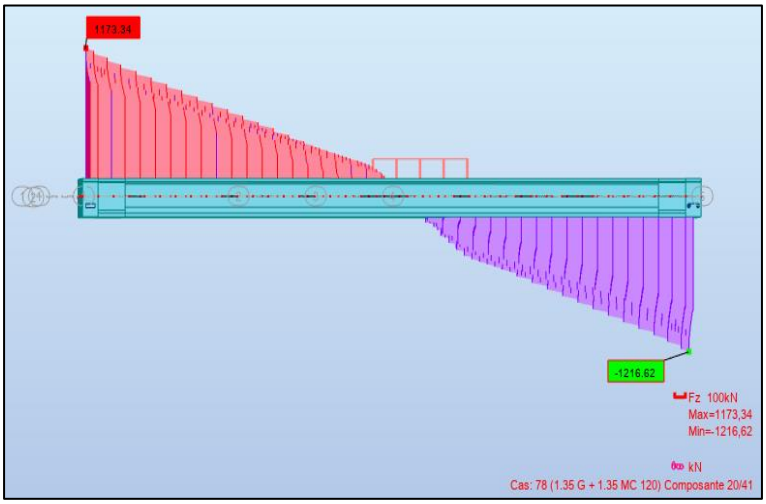


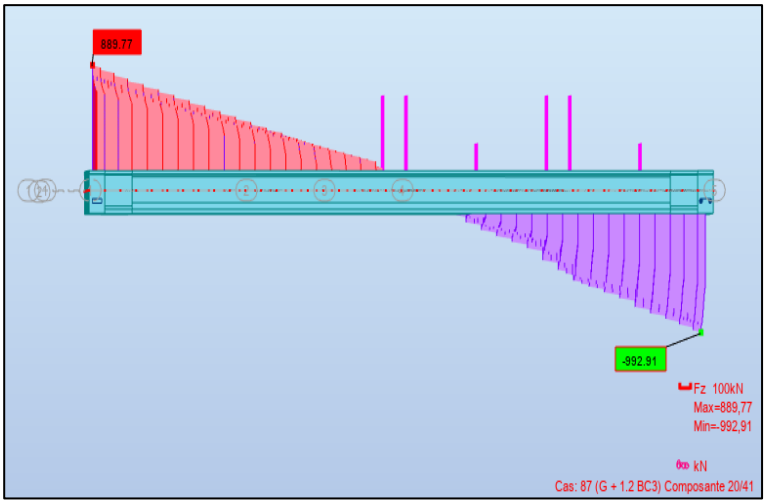


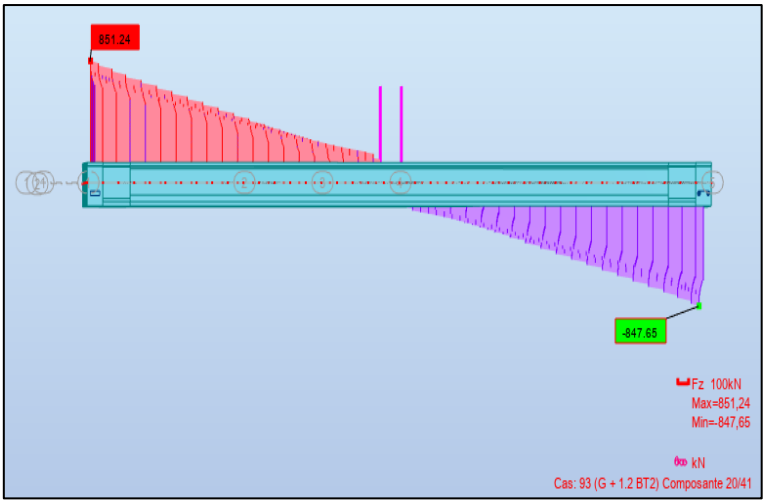


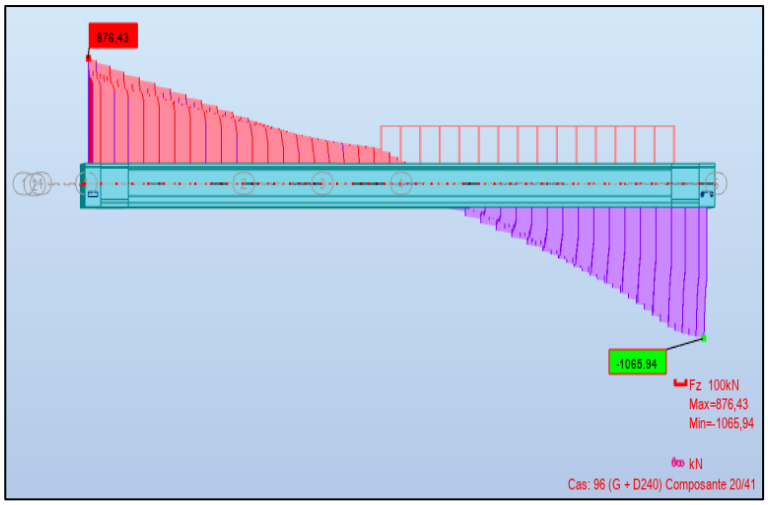


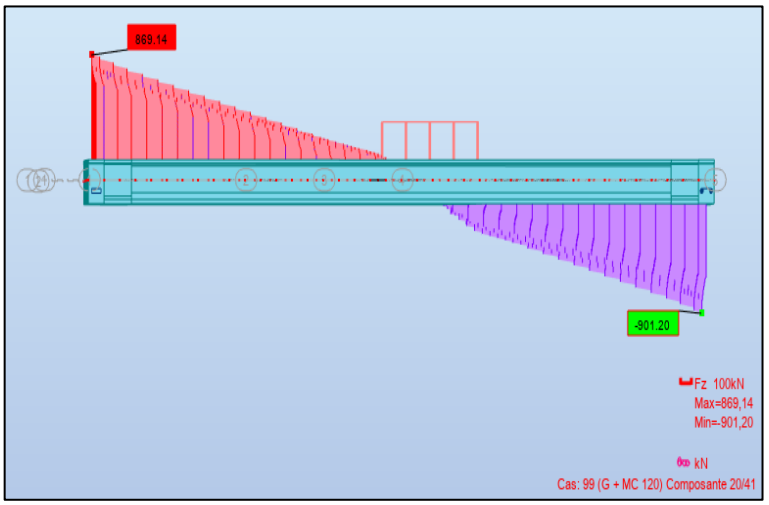




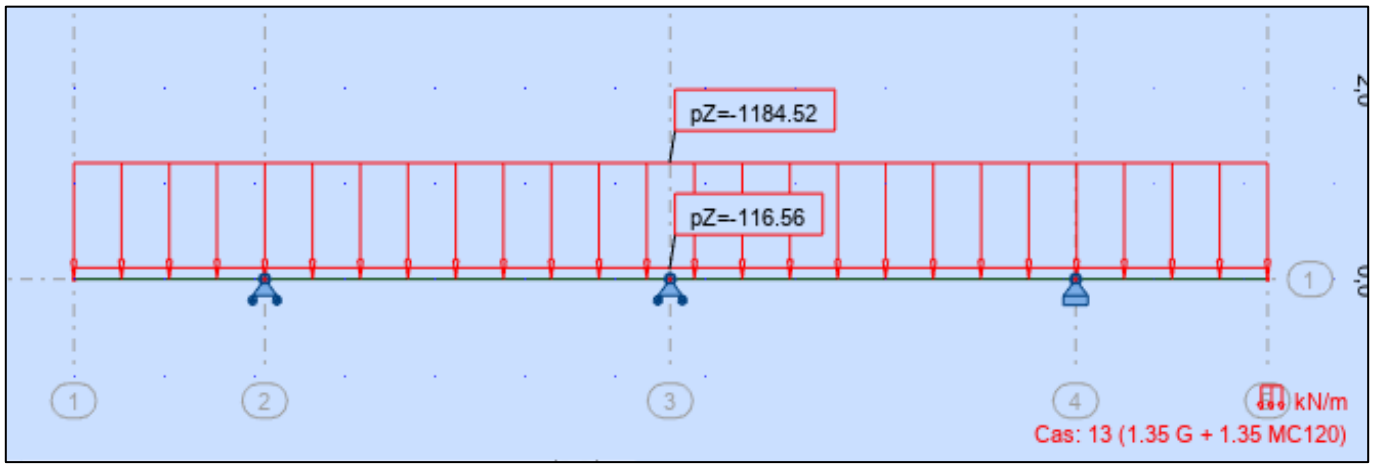


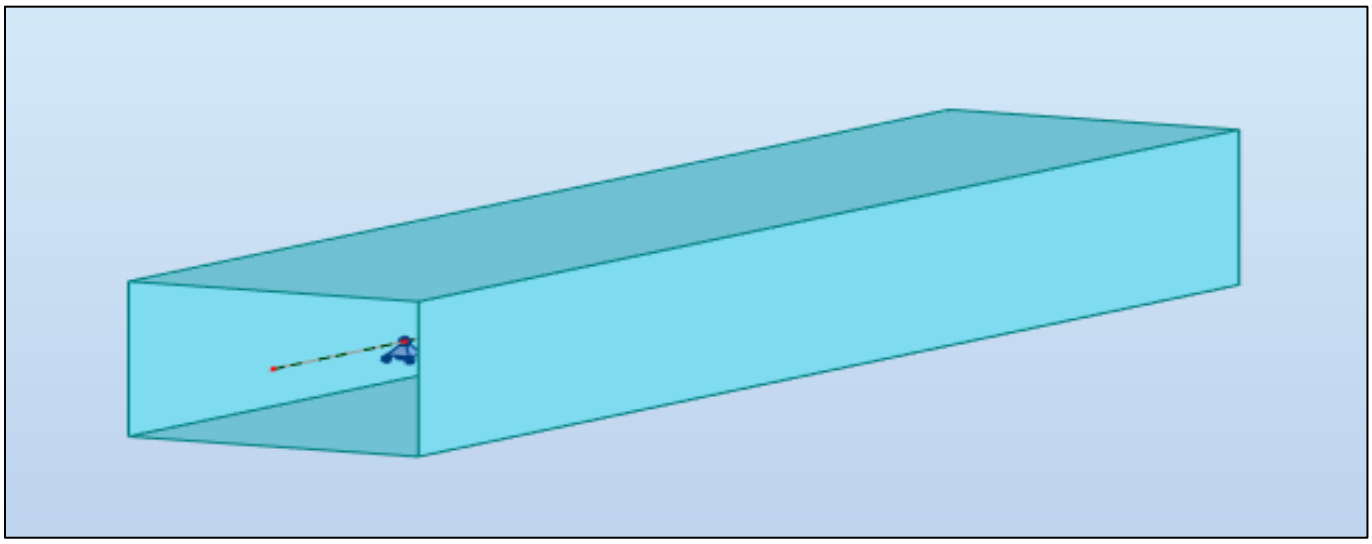




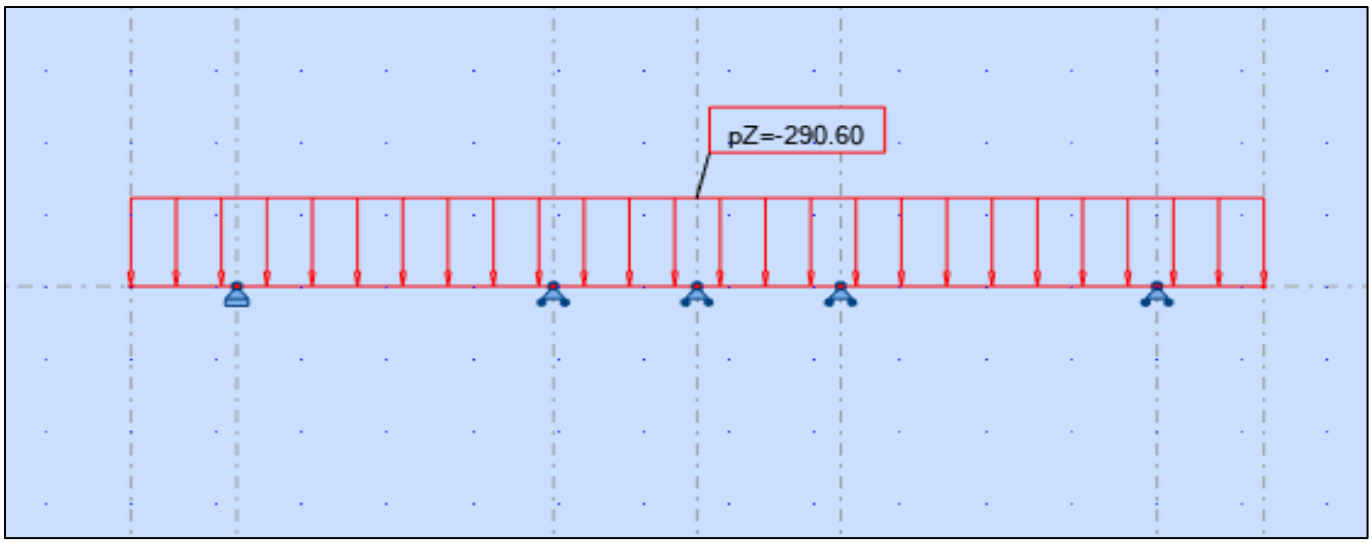


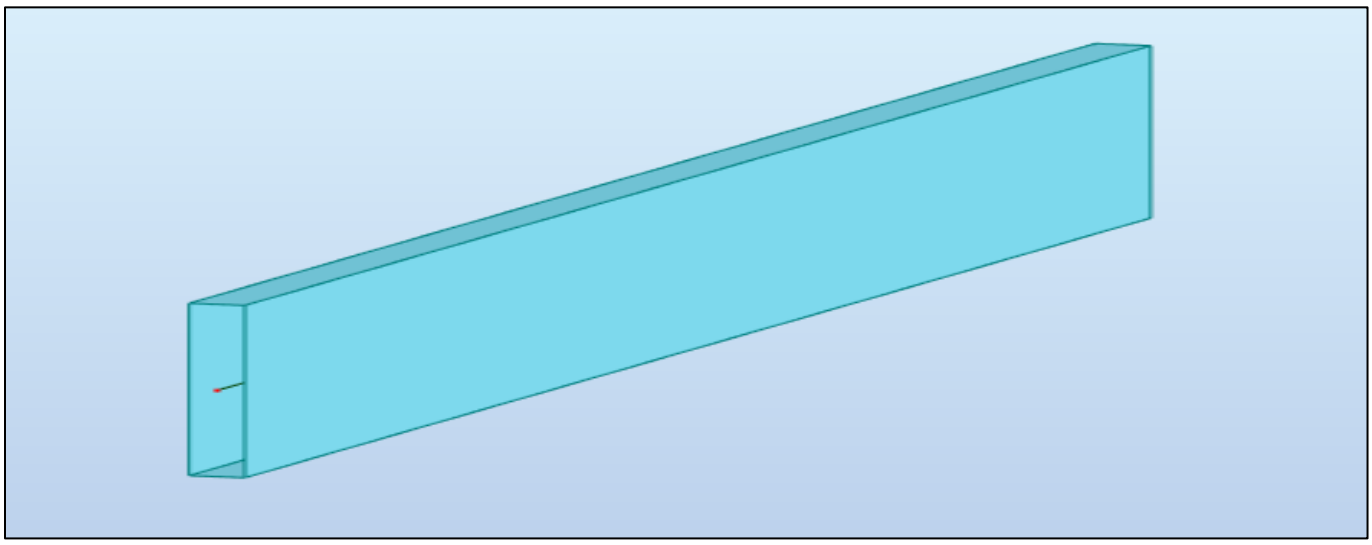
MODELISATION DE CHEVETRE





MODELISATION DE L'ENTRETOISE

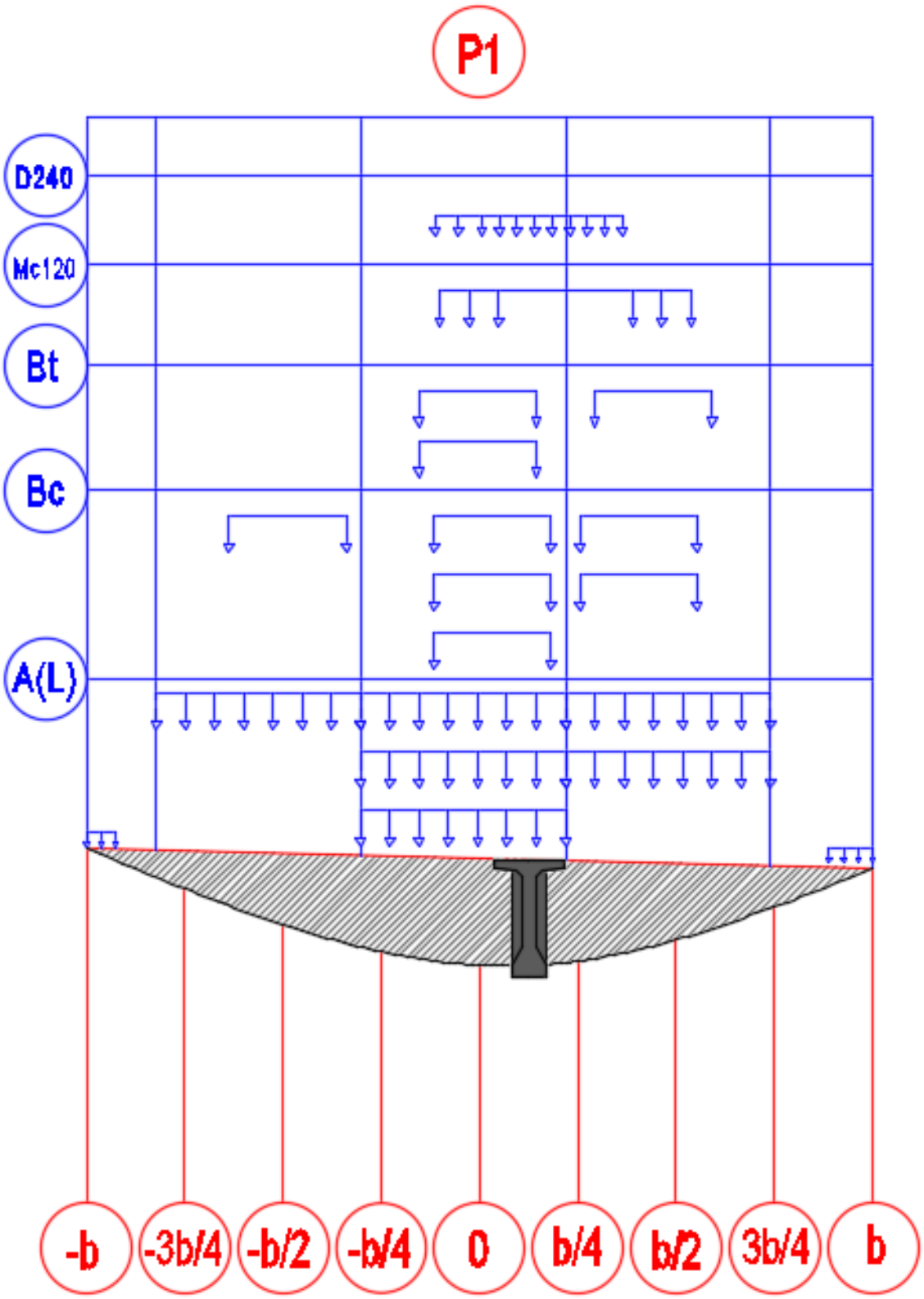


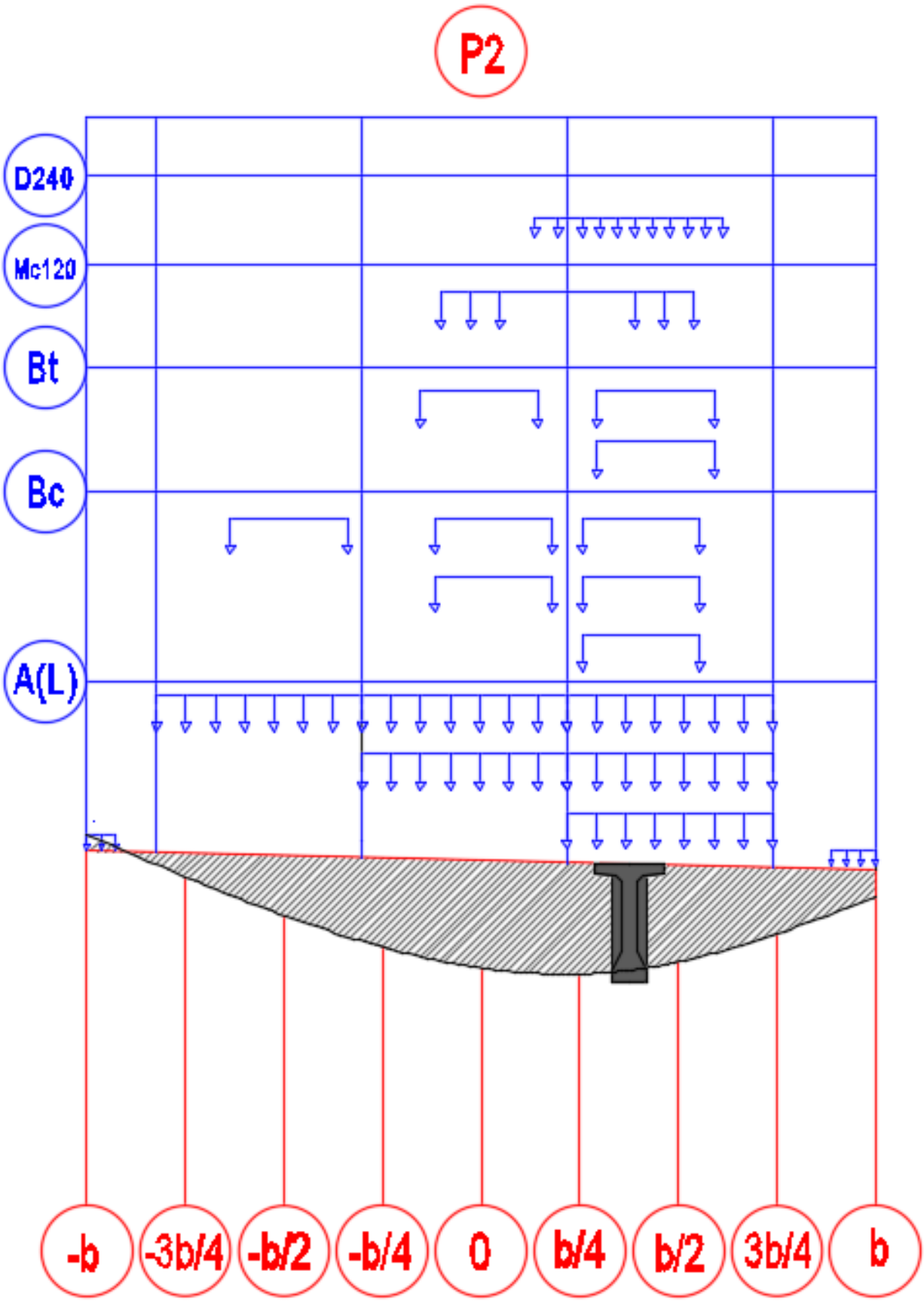


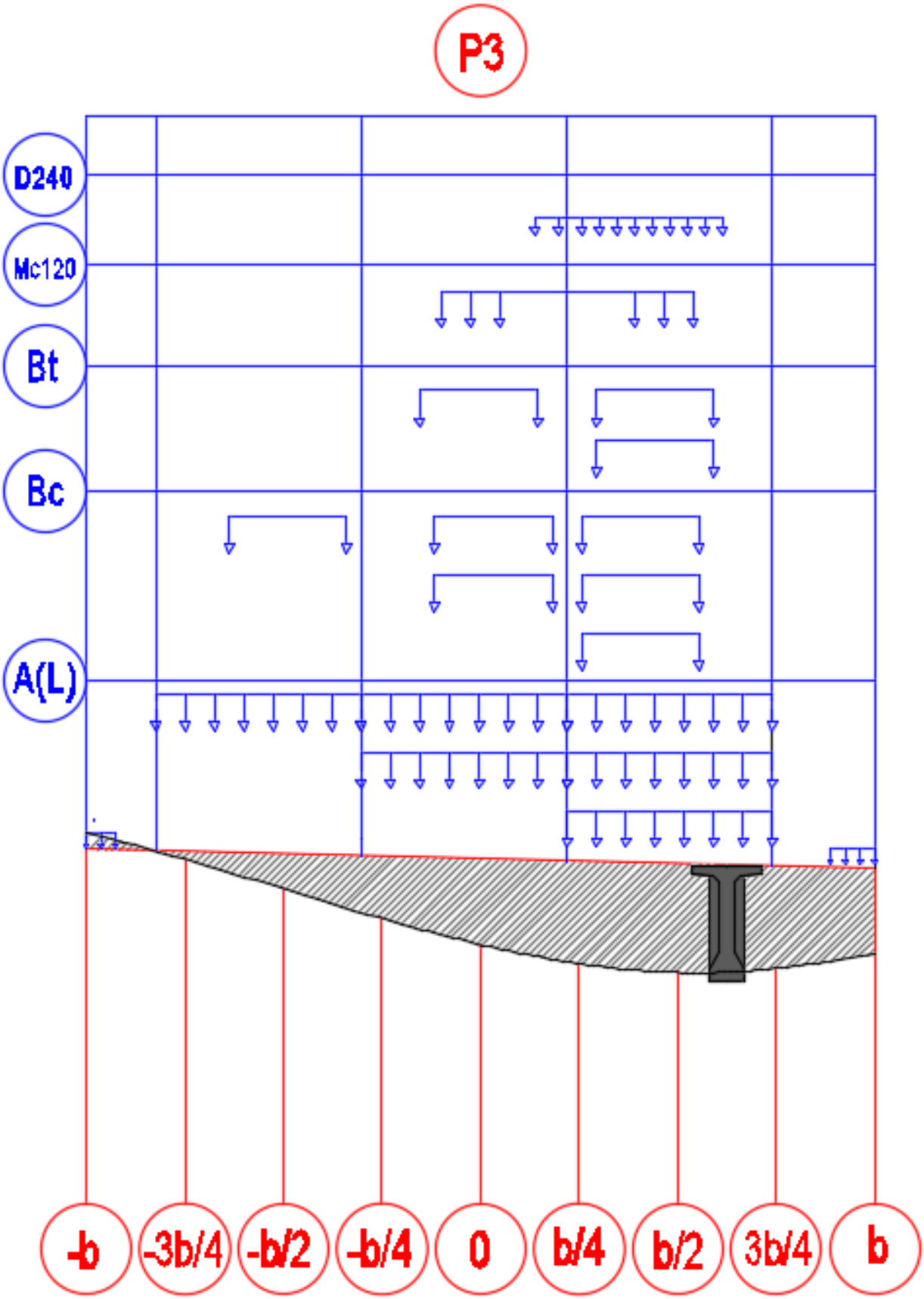
ANNEXE «C»

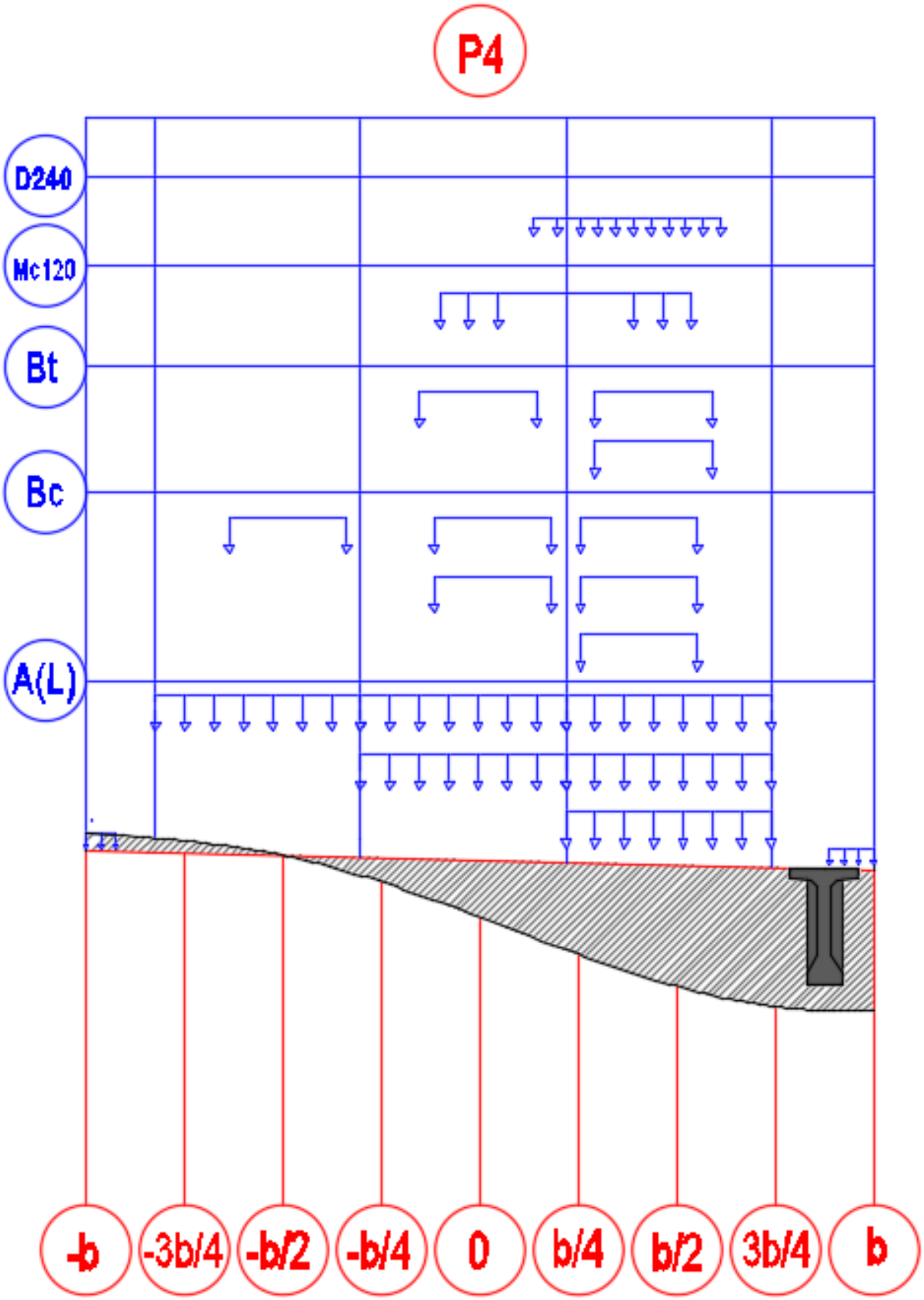
REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET) :




P2
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b


P3
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b


P4
D240
Mc120
Bt
Bc
A(L)
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

ANNEXE «D»

FERRAILLAGE

❖ FERRALLAIGE DE L'HOURDIS

✓ **Ferraillage de la nappe supérieure :**

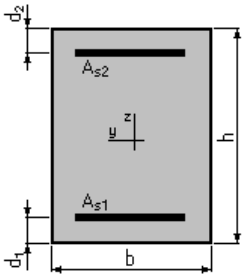
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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 = 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)	41,86	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,37	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	$A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 41,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 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} = 31,37 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 18,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **Ferraillage de la nappe inferieure :**

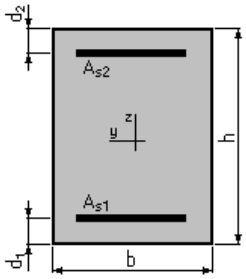
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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 = 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)	55,33	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	41,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique ρ = 0,46 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 55,33 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,5 (cm)
Bras de levier: Z = 19,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,45 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 41,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,2 (cm)
Bras de levier: Z = 17,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ FERRALLAIGE DE L'ENTRETOISE

✓ **Ferraillage de la nappe supérieure :**

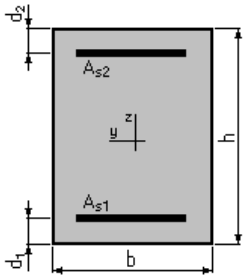
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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 = 30,0 (cm)
h = 160,0 (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)	428,35	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	317,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 116,3 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,42 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 428,35 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,99 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11,9 (cm)
Bras de levier: Z = 150,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,83 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 317,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,46
Position de l'axe neutre: y = 38,9 (cm)
Bras de levier: Z = 142,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 30,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **Ferraillage de la nappe inferieure :**

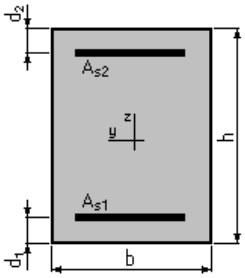
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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 = 30,0 (cm)
h = 160,0 (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)	328,62	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	243,43	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 13,0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 116,3 (cm2)
théorique	ρ = 0,28 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,42 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 328,62 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,59	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 11,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 150,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,83	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 243,43 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,90
Position de l'axe neutre: y = 38,9 (cm)
Bras de levier: Z = 142,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 23,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **CADRE TRANSVERSAL (EFFORT TRANCHANT)**

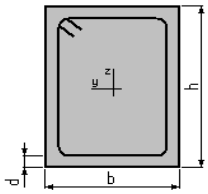
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 30,0 (cm)
h = 160,0 (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	786,13	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,7 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 33,5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 13 + 4*25 + 1*40 (cm)

❖ FERRALLAIGE DES CHEVETTRES

- **A MI -TRAVEE :**

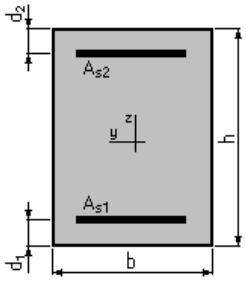
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 270,0 (cm)
h = 165,0 (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)	1085,84	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	806,44	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 45,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 45,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,11 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1085,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,91	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 158,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,30	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 806,44 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,15
Position de l'axe neutre:	y = 26,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 151,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 8,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

- **SUR APPUIS :**

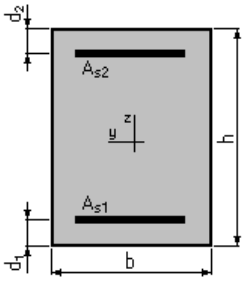
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 270,0 (cm)
h = 165,0 (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)	3401,82	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2526,48	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 67,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 45,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,16 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3401,82 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 157,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,45	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 2526,48 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 31,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 149,6 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 26,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **ARMAURE TRANSVERSALLE**

Calcul de Section à l'effort Tranchant

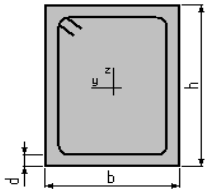
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 270,0 (cm)
h = 165,0 (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	3425,56	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 10,5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 5 + 13*10 + 1*35 (cm)

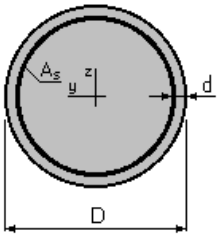
❖ FERRAILLAGE FUTS
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	5380,57	2044,70	0,00
2.	ELU	7252,99	2517,37	0,00
3.	ELA	5665,12	6090,46	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 176,7 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 176,7 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (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 = 5380,57 (kN) M_y = 2044,70 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,99

Position de l'axe neutre: y = 105,8 (cm)

Bras de levier: Z = 102,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 44,7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 115,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 7252,99 (kN) M_y = 2517,37 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,44 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 107,1 (cm)

Bras de levier: Z = 95,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 1,23 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =245,7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 5665,12 (kN) M_y = 6090,46 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 57,8 (cm)

Bras de levier: Z = 117,4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 5,25 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

❖ FERRAILLAGE DE LA CULEE

✓ MUR FRONTAL

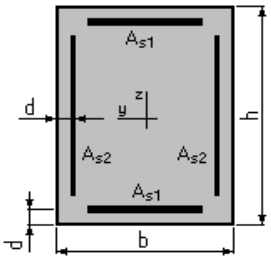
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 = 145,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	702,95	222,40	0,00

2.	ELU	948,98	300,45	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 29,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 725,0 (cm2)

théorique ρ = 0,20 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 702,95 (kN) M_y = 217,21 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 15,28

Position de l'axe neutre: y = 128,8 (cm)

Bras de levier: Z = 95,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 0,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 14,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 948,98 (kN) M_y = 300,45 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 14,66 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 110,6 (cm)

Bras de levier: Z = 93,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,87 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =173,7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

✓ **DALLE DE TRANSITION**

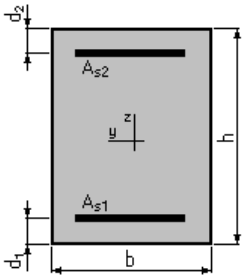
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 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)	100,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	74,54	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)

théorique ρ = 0,54 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 100,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)
Bras de levier: Z = 23,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,35 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 74,54 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,2 (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)

✓ CORBEAU D'APPUI

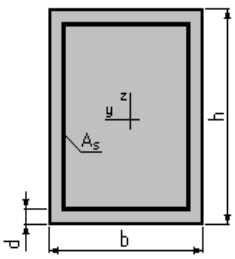
Calcul d'une Section Comprimée

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 après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	100,23
Etat **L**imite de **S**ervice	74,54
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 5702,38	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

✓ **MUR GARDE GREVE**

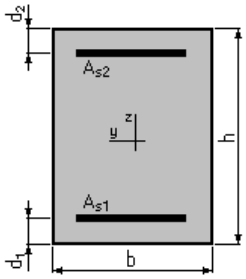
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 262,0 (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)	175,33	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	131,28	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 25,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 25,7 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 175,33 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	16,15	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 9,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 253,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,37	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 131,28 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	11,91
Position de l'axe neutre:	y = 40,8 (cm)
Bras de levier:	Z = 243,4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 0,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 1,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **Mur en retour**

➢ **Ferraillage horizontal**

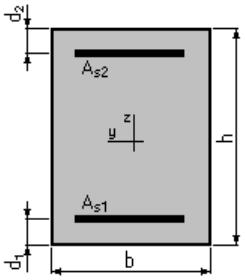
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de 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	288,78	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 23,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,42 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 288,78 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,4 (cm)
Bras de levier: Z = 49,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,1 (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)

- **Ferraillage vertical**

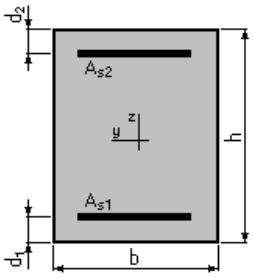
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de 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	128,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,5 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} **= 128,00 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 51,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 24,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

ANNEXE «E»

TABLEAUX EXCEL

DESCENTE DE CHARGE

Ingenieur :	Y BABAKHOUYA	babakhouya_youcef@hotmail.fr
Projet :	Poutre (L=	m, H= m)

Données

Nombre de travée :	7	
Longueur de travée :	40	m
Longueur Totale :	283,6	m
Largeur Totale :	13,25	m

1. Evaluation des Charges

Charges permanentes

Lpoutre =	40	m
La porté =	39	m
Nbre poutres =	8	m
Epaisseur dalle =	0,25	m
Largeur dalle =	13,3	m

$\rho_{Préfa}$ =	25	kN/m3
$\rho_{Béton}$ =	24	kN/m3

Poids propre d'une poutre :	845,13	KN	
Poids propre d'une entretoise :	170,1	KN	
Poids de la dalle :	3312,5	KN	10,71
Poids trottoirs + corniches :	380,6	KN	
Poids du revêtement :	921,6	KN	
Poids des glissières et du garde corps :	80	KN	

CCP =	1382,2	KN
G =	####	KN
G =	290,6	KN/ml

G_{Total} =	82427	KN

82427

Charges dues au trafic (RCPR)

Nombre de voies : N = Lc / 3 **Largeur d'une voie**

L_r =	12	m
L_c =	11	m
N =	3	

L=	3,67	m



Classe de pont :

1	L>7	v_0 =	3,5
2	5,5< L ≤7	v_0 =	3
3	L ≤ 5.5	v_0 =	2,75

Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad (kN/m^2)$$

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m²)	L_c (m)	A(l) (kN/ml)
1	40	9,22	1	0,95	8,80	3,67	32,28
2	40	9,22	1	0,95	8,80	7,33	64,56
3	40	9,22	0,9	0,95	7,92	11,00	87,16
4	40	9,22	0,75	0,95	6,60	14,67	96,84

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau 4.1 : coefficients a_1

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

Tableau 4.3 : valeurs de b_c

Système de charge 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
3	1800	0,95	1710
4	2400	0,8	1320

Système de charge 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

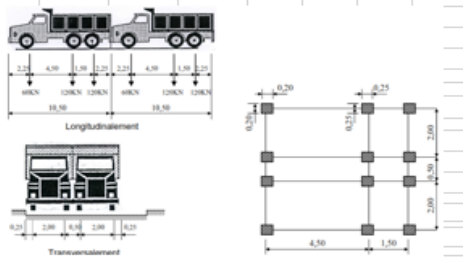
Charges militaires : Mc 120

S = **1100** KN

Coefficient de majoration dynamique

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

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ			
B_c	40	11625,8	1320	**1,068**	1,26	1,049	bt1v
B_t			768	**1,054**	1,26	1,054	bt2v
Mc120			1100	**1,058**	1,26	1,053	bc1v
					1,17	1,06	bc2v
					1,01	1,065	bc3v
					0,85	1,067	bc4v



Classe de pont	b_c
première classe	1,2
deuxième classe	1

Tableau 4.4 : valeurs de b_c

Efforts de freinage

Système de charge B_c

F_{Bc} = 300 kN

Système de charge A

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \quad (kN)$$

A= 5,3122

N des voies	S (m²)	A(l) (kN/m²)	F (kN)			
1	146,67	8,80	62,95	F=	202,7	
2	293,33	8,80	122,82			
3	440,00	7,92	161,85			
4	586,67	6,60	175,65		0,239	KN/m

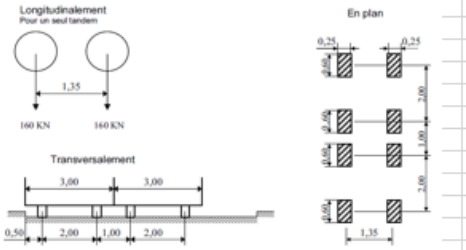


Figure 4.3 : Système B_t

Réactions de Tablier :

1. Réactions Charges Permanentes :

Culee : **Rg** = 5812,9 KN

Pile : **Rg**= 11625,8 KN

2. Réactions dues aux surcharges

Système de charge A (RCPR Art 4.4)

1 ere cas : une travée chargée

q A(l) = A(l) * a1 * a2 *L

q A(l) =	32,281	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	64,562	KN/ml	Pour deux voies chargées
q A(l) =	87,158	KN/ml	Pour trois voies chargées
q A(l) =	96,842	KN/ml	Pour quatre voies chargées

2 eme cas : deux travées chargées

A(l) = 6,21 KN/m²

q A(l) =	21,75	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	43,49	KN/ml	Pour deux voies chargées
q A(l) =	58,71	KN/ml	Pour trois voies chargées
q A(l) =	65,24	KN/ml	Pour quatre voies chargées

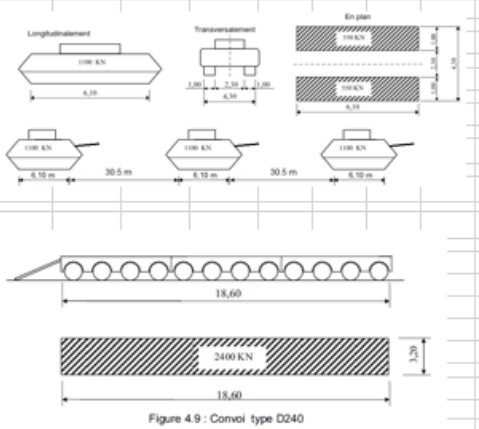


Figure 4.9 : Convoi type D240

Culee :		**RBc =**	1432,36	KN
Pile :		**RBc=**	1616,73	KN

Charges militaires : MC120 **(RCPR Art 4.10)**

	Q =	1100	KN
	Q =	180,33	KN/ml

Le système Mc120 est multiplié par des coefficients de majoration dynamique δ :

	δ =	1,05831

2.3. Reaction du au MC120 :

Culee :	**R =**	####	KN
		Rmc120 =	1088,02 KN
Pile :	**R =**	####	KN
		Rmc120 =	1143,99 KN

Convoi exceptionnel : D240 **(RCPR Art 4.11)**

	Q=	2400	KN
	Q=	129,03	KN/ml

2.4. Reaction du au D240 :

Culee :	**R =**	1858,46	KN
Pile :	**R =**	2166,15	KN

2.5. Surchagres sur trottoir :

Q =	1,5	KN/m²	
Culee :	**R =**	22,50	KN
Pile :	**R =**	45,00	KN

Tableau récapitulatif

Charge	Culée	Pile	
R_q	5812,90	11625,80	877,42
R_{gall}	1936,85	2603,48	196,34
R_{Bc}	1432,36	1616,73	122,02
R_{Mc120}	1088,02	1143,99	86,339
R_{D240}	1858,46	2166,15	163,48
R_{ST}	22,50	45,00	3,3962