

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : Génie civil et hydraulique

C:.....

R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de
Master, Filière: Travaux public
Spécialité : Voies et ouvrages d'art (V.O.A)

Thème

**Etude d'un pont rail à poutre multiple en
béton précontrainte**

Présenté par :

- ❖ Chaib Meriem
- ❖ Zine Adel

Soumis au jury composé de :

BELFERRAG.A	MAA	Univ.Ouargla	Président
KHENGAOUI. S	MCA	Univ.Ouargla	Examineur
HACINI SLIMANE	MCB	Univ.Ouargla	Encadreur

Année Universitaire: 2020 / 2021

Remerciements

Je tiens à présenter mes vifs remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet. En particulier, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à me, Monsieur FARHAT MARUF ingénieurs à l'E.N.G.O.A, et Mme. BAB.YOUCHEF, pour leur constante disponibilité et leurs conseils avisés.

Nous remercions notre encadreur Mr. HACINI SLIMANE pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions la faculté des sciences applique et le département génie civil et hydraulique.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus.



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail de la fin d'étude à nos chers parents que dieu vous accorde sntés et
le à bonheur et prospérités.*

Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille qui nous ont beaucoup aidé

*A Tous mes amis, et à l'ensemble des étudiants de la promotion master 2 LMD/VOA de l'année
2020-2021.*

ZINE ADEL

CHAIB MERJEM



Résumé :

Ce travail a pour objectif d'étudier un pont rail à poutre multiple en béton précontraint. Le projet est un pont composé de 11 travées. Le pont repose sur 9 poutres en béton précontraint. La largeur du pont est de 12,9 m, avec deux trottoirs de 1,10 m.

Afin de pouvoir étudier la structure, la structure a été modélisée à l'aide du logiciel ROBOT.

Mots clés : Pont rail, poutre précontrainte, modélisation, ROBOT.

Abstract :

This work aims to study a railway bridge with joists of prestressed concrete. The project is a bridge consisting of 11 sections. The bridge rests on 9 prestressed concrete joists. The width of the bridge is 12.9 m, with two piers of 1.10 m.

In order to be able to study the structure, the sidewalk was modeled using ROBOT software.

Keywords: Rail bridge, prestressed beam, modeling, ROBOT.

المخلص:

يهدف هذا العمل إلى دراسة جسر سكة الحديدية ذو روافد من خرسانة مسبقة الإجهاد، المشروع هو جسر يتكون من 11 مقطع كما يرتكز الجسر على 9 مساند من خرسانة مسبقة الإجهاد، يبلغ عرض الجسر 12.9 متر مع وجود رصيفين ذوي 1.10 م.
من أجل التمكن من دراسة الهيكل، تم نمذجة الهيكل باستخدام برنامج ROBOT.

كلمات المفتاحية: جسر السكة الحديدية، رافدة مسبقة الإجهاد، نمذجة، برنامج روبوت

SOMMAIR

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste figure

Liste tableaux

INTRODUCTION GENERALE.....2

CHAPITRE I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :.....3

I.2 Historique et typologie :.....3

I.3 Présentation de l'ouvrage :.....3

I.4 Description de l'ouvrage :.....3

I.5 Les données relatives à l'ouvrage :.....3

I.5.1 Les données fonctionnelles :.....3

I.5.1.1 Les données relatives à la voie portée :.....4

I.5.2 Les données naturelles :.....5

I.5.2.1 Les données topographiques.....5

I.5.2.2 Les données géologiques.....5

I.5.2.3 Les données géotechniques :.....6

I.5.2.4 Les données sismologiques :.....6

I.5.2.5 Les données hydrauliques :.....6

I.5.3 Les données climatiques :.....6

CHAPITRE II: Caractéristiques des matériaux

II.1 INTRODUCTION.....8

II.2 BETON8

II.2.1 La résistance à la compression8

II.2.2 La résistance à la traction8

II.2.3 Contrainte admissibles 10

II.2.4 Déformations longitudinales du béton : 11

II.2.5 Déformations transversales du béton : 12

II.3 ACIERS 12

II.3.1 Aciers passifs :	12
II.3.2 Aciers actifs :	13

CHAITRE III: Pré-dimensionnement et calcul les charges et les surcharges

III.1 Introduction :	15
III.2 Dimensionnement du tablier :	15
III.2.1 Pré dimensionnement de la poutre :	15
III.3.2 Dimensionnement de la dalle :	16
III.3 Caractéristiques géométriques des poutres :	16
III.3.1 Caractéristique géométrique de la poutre :	17
III.3.2 Caractéristique géométrique de la poutre + la dalle :	17
III.3.3 Section géométrique des sections nettes:	17
III.4 Evaluation des charges et surcharges	19
III.4.1 Poids propre du tablier	19
III.4.2 Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation) :	22
III.4.2.1 Les charges verticales :	22
III.4.2.2 Les charges horizontales :	24

CHAPITRE IV: Modélisation

IV.1 INTRODUCTION	26
IV.2 INTRODUCTION AU « ROBOT »	26
IV.2 Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT :	26
IV.3 Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT	26
VI.4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	28
CONCLUSION.....	44

CHAPITRE V: La précontrainte

V.1 Introduction :	43
V.2 Principe de la précontrainte :	43
V.3 Les Procèdes de la Précontrainte :	43
V.3.1 Précontrainte par pré-tension :	43
V.3.2 Précontrainte par post-tension :	44
V.4 calcul du nombre des câbles :	44
V.4.1 Caractéristiques et données :	44
V.5 Précontrainte minimale :	45
V.6 Dimensionnement :	46

V.7 Détermination du nombre de câbles :	46
V.8 Vérification de la borne supérieure de précontrainte :	47
V.9 Détermination de nombre de câbles à l'about	47
V.10 Vérification de la section médiane :	47
V.10.1 7ème jour : On tire les 2 câbles d'about à 50% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%	47
V.10.2 28ème jour : On tire les câbles d'about à 100% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10% :	48
V.11 Tracé des câbles :	49
V.11.1 Disposition constructive des câbles	49
V.12 Position et analyse de chaque câble en différentes sections :	50
V.13 Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte :	50
V.14 Les pertes instantanées :	51
V.14.1 Les Pertes par frottement :	51
V.14.2 Pertes par glissement (recul d'ancrage) :	51
V.15 Perte de tension par raccourcissement du béton :	54
V.15.1 Effet de la 1ere famille sur elle-même :	54
V.15.2 Effet de la 2ème famille sur elle-même :	55
V.16 Pertes différées :	55
V.16.1 Pertes par retrait du béton:	55
V.16.2 Pertes par relaxation des armatures :	56
V.16.3 Pertes par fluage :	57
V.17 Pertes totales par famille:	59

CHAPITRE VI: Les équipements

VI.1 Introduction :	61
VI.2 Les appareils d'appuis :	61
VI.2.1 Aire de l'appareil d'appui:	61
VI.2.2 Détermination la hauteur :	62
VI.2.3 Répartition des efforts horizontaux :	63
VI.3 Evaluation des efforts horizontaux :	64
VI.4 Vis à vis de la contrainte due à l'effort horizontal :	66
VI.5 Vis-à-vis de la contrainte due à la rotation d'un feuillet par rapport à l'autre :	67
VI.5.1 Condition de non cheminement :	67
VI.5.2 Condition de non soulèvement :	67

VI.5.3 Condition de non glissement :.....	67
VI.6 Vérification des dimensions des frettes :.....	68
VI.7 Ferrailage du d'appui :	68
VI.7.1 Dimension de d'appui :.....	68

CHAPITRE VII: Etude sismique

VII.1 Introduction :	70
VII.2 Critères de classification :	70
VII.2.1 Classification du pont :.....	70
VII.3 Détermination des accélérations :.....	71
VII.3.1 Composante horizontale : (sens longitudinal)	71
VII.3.2 Composantes verticales : (sens vertical).....	71

CHAPITRE VIII: Etude de la culée et la pile

VIII.1 Introduction :	73
VIII.2 Etude de la culée :	73
VIII.2.1 Dimensionnement de la culée :.....	73
VIII.2.2 Évaluation des efforts :.....	74
VIII.2.3 Moment poussé de terre :	74
VIII.2.4 Le mur en retour :	76
VIII.2.5 Ferrailage de mur en retour :	77
VIII.2.5.1 Ferrailage vertical:.....	77
VIII.2.5.2 Ferrailage horizontal :.....	78
VIII.2.6 Ferrailage du mur garde grève:.....	78
VIII.2.6.1 Ferrailage vertical :.....	78
VIII.2.6.2 Ferrailage horizontal :.....	79
VIII.2.7 Evaluation des efforts sollicitant la culée :.....	79
VIII.2.8 Efforts appliqués au niveau du mur garde grève :	79
VIII.3 ETUDE DE LAPILE	81
VIII.3.1 Etude du chevêtre :.....	81
VIII.3.2 Répartition des efforts sur les poutres :.....	82
VIII.3.2.1 Poids propre (chevêtre+tablier) :	82
VIII.3.2.2 Efforts transmis par la surcharge UIC71 :	82
VIII.3.3 Calcul des sollicitations :.....	82
VIII.3.3.1 Ferrailage du chevêtre :.....	82

VIII.3.4 Etude des voiles :	83
VIII.3.4.1 Etude du voile N°1(pile 1) :	83
VIII.3.4.2 Etude du voile N°2 (pile 2) :	86

Conclusion générale

Références Bibliographique

Annexe

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I. 2 Tracé en plan4
Figure I. 3 Profil en long4
Figure I. 4 Profil en travers5

Chapitre II :

Figure II. 1 Déformation du béton sous chargement instantané..... 11
Figure II. 2 Diagramme conventionnel contraintes -déformations des armatures 13

Chapitre III :

Figure III. 1 Section poutre 18
Figure III. 2 Section poutre médire..... 19
Figure III. 3 Schéma de charge UIC 7122
Figure III. 4 Modèle de charge SW0 et SW223
Figure III. 5 Modèle de chargement de train à vide.....23

Chapitre IV :

Figure IV. 1 Le modèle poutre28
Figure IV. 2 Le modèle poutre29
Figure IV. 3 Diagramme des efforts tranchants poutre seule.....29
Figure IV. 4 Les réactions poutre seule30
Figure IV. 5 Diagramme moment poutre + dalle30
Figure IV. 6 Diagramme moment poutre seule31
Figure IV. 7 Le modèle dalle + poutre.....31
Figure IV. 8 Le modèle dalle + poutre.....32
Figure IV. 9 Diagramme poutre plus sollicité32
Figure IV. 10 Diagramme efforts tranchants poutre + dalle33
Figure IV. 11 Diagramme affectation des charges CCP33
Figure IV. 12 Diagramme moment CP + CCP.....34
Figure IV. 13 Diagramme effort tranchant CP + CCP.....34
Figure IV. 14 Diagramme moment SW0 (groupes des charges 1 2 3).....35

Figure IV. 15 Diagramme moment SW2 (groupe de charge 4)	35
Figure IV. 16 Diagramme moment train vide (groupe charge 5).....	36
Figure IV. 17 Diagramme affectation des charges SW0.....	36
Figure IV. 18 Diagramme affectation des charges UIC71	37
Figure IV. 19 Diagramme des charges SW2	37
Figure IV. 20 Diagramme des charges train vide	38
Figure IV. 21 Diagramme moment UIC71 2voies (goupe de charges 11 12 13).....	38
Figure IV. 22 Diagramme moment SW0 2voies (goupes de charges 11 12 13).....	39
Figure IV. 23 Diagramme moment UIC71 (goupes des charges 1 2 3).....	39
Figure IV. 24 Diagramme moment UIC 71 + SW2 (goupe de charge 14).....	40
Figure IV. 25Diagramme moment Max ELS	40
Figure IV. 26 Diagramme effort Max ELS	41
Figure IV. 27 Diagramme des réactions Max ELS.....	41
Figure IV. 28 Diagramme moment Max ELS poutre plus sollicitation.....	42
Figure IV. 29 Diagramme effort tranchant Max ELU	42
Figure IV. 30 Diagramme des réactions Max ELU	43
Figure IV. 31 Diagramme de la flèche Max ELS.....	43
Chapitre IV :	
Figure V. 1 La disosition des cables de la section médire	49
Figure V. 2 La disposition des câbles de la section à l'about.....	49
Chapitre VI :	
Figure VI. 1 Dimensions en plan d'appareil d'appui.....	62
Chapitre VIII:	
Figure VIII 1 Coupe longitudinale de la culée	76
Figure VIII 2 coupe longitudinale du chevêtre.....	81

Liste des tableaux

CHAPITRE II :

Tableau II. 1 Les contraintes admissibles de traction 13

Chapitre III :

Tableau III. 1 Les caractéristiques géométriques de la poutre seule 17
Tableau III. 2 Les caractéristiques de la poutre + la dalle 17
Tableau III. 3 Caractéristique géométrique des sections nettes 18
Tableau III. 4 Poids de la poutre..... 20
Tableau III. 5 poids du tablier 20
Tableau III. 6 Valeur caractéristique du chargement SW 23

Chapitre V :

Tableau V. 1 Caractéristique de poutre..... 44
Tableau V. 2 Les caractéristiques des câbles 45
Tableau V. 3 Les moments..... 45
Tableau V. 4 résultat des contraintes ELS et ELU 46
Tableau V. 5 Valeur de X_d et X_k 50
Tableau V. 6 Positions et angles des différents câbles 50
Tableau V. 7 Résultats pertes par glissement..... 52
Tableau V. 8 Valeurs de d et de σ_M 53
Tableau V. 9 Les pertes par glissement pour chaque câble 53
Tableau V. 10 Effet de la 1ère famille sur elle-même 54
Tableau V. 11 Effet de la 2ème famille sur elle-même 55
Tableau V. 12 Pertes par retrait du béton..... 56
Tableau V. 13 Pertes par relaxation des armatures..... 56
Tableau V. 14 Pertes par fluage dans les câbles..... 58
Tableau V. 15 Récapitulatif des pertes de tension totale par famille 59
Tableau V. 16 Valeur des pertes totale 59
Tableau V. 17 Moment aux états limites pour les différents cas de charges 80

Chapitre VI :

Tableau VI. 1 Récapitulatif des efforts statiques..... 65

Tableau VI. 2 Récapitulatif des efforts dynamiques.....	66
Tableau VI. 3 Récapitulatif des efforts dynamiques.....	66
Tableau VI. 4 Récapitulatif de la contrainte due à l'effort horizontal.....	66
Tableau VI. 5 Récapitulatif des contraintes de cisaillement	67
Tableau VI. 6 Récapitulatif de condition de non glissement	68
Tableau VI. 7 Récapitulatif de déplacement du au freinage	69
Tableau VI. 8 Récapitulatif de déplacement du au freinage	69

Chapitre VIII :

Tableau VIII. 1 Valeur de M et T	74
Tableau VIII. 2 Combinaisons des efforts	74
Tableau VIII. 3 Valeur de moment et effort tranchant à l'ELS et l'ELU	77
Tableau VIII. 4 Ferrailage de la dalle de transition	77
Tableau VIII. 5 Ferrailage horizontal	78
Tableau VIII. 6 Les efforts sollicitant le chevêtre	82
Tableau VIII. 7 Ferrailage du chevêtre	82
Tableau VIII. 8 Etude du voile N°pile1	84
Tableau VIII. 9 Sollicitations sismiques sur le mur Voile N°1	85
Tableau VIII. 10 Résultant Combinaisons d'action	85
Tableau VIII. 11 Sollicitations sismiques sur le mur Voile N°2.....	86

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION :

Le pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (dépression, cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin).

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. Le souci de l'ingénieur est donc « comment le construire ? », en assurant parfaitement sa sécurité et son service tout en optimisant le coût.

Notre modeste travail consiste à faire l'étude d'un pont rail à poutres en béton précontraint.

Notre mémoire comporte huit chapitres ; en premier lieu, on commence par une introduction générale.

- Le premier chapitre comporte une présentation du projet ainsi que ses différentes données.
- Le second chapitre porte sur les caractéristiques des différents matériaux utilisés.
- Le troisième chapitre est consacré au pré-dimensionnement et calcul des charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage.
- Le quatrième chapitre modélisation en utilisant le logiciel de « ROBOT ».
- Le cinquième chapitre comprend l'étude de précontrainte.
- Le sixième chapitre comprend l'étude sismique.
- L'étude des équipements de notre ouvrage est présentée dans le septième chapitre
- le huitième chapitre, il porte sur l'étude de la pile et la culée.

On achèvera l'étude par une conclusion générale dans laquelle on exposera les points essentiels abordés dans ce mémoire ainsi que les résultats et recommandations auxquels on est arrivé à son issue.

*Chapitre I:
Généralité
et présentation de
L'ouvrage*

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va présenter les différentes informations sur le projet, ainsi que les données relatives à l'ouvrage, on se référera aux documentations liées au projet (les plans de conception).

I.2 Historique et typologie :

L'histoire des ponts est directement liée à l'histoire des matériaux et à l'histoire des hommes. Depuis les temps les plus reculés, les hommes ont toujours eu besoin, pour se déplacer, de franchir des obstacles et de traverser des rivières au début par de simples passages à gué, en utilisant des pierres naturelles. Puis, en choisissant et même en disposant intelligemment ces pierres formant linteaux, avant de devenir des poutres réalisées en matériau naturel [le bois]. En passant par les ponts de lianes (ancêtres des ponts à câbles), jusqu'à l'assemblage intelligent des pierres pour former des voûtes préluces aux ponts en arc référence.

I.3 Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire à étudier un pont rail à poutre multiple en béton précontrainte. Ce pont se situe à LAGHOUAT. Notre étude se portera seulement sur deux voies.

I.4 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui fait l'objet de notre étude est un pont rail à poutre multiple en béton précontrainte .

Ce pont comporte 11 travées isostatiques et 09 poutres dans chaque travée dont la portée des poutres est de 33.4m, avec une hauteur des poutres de 1.10m.

I.5 Les données relatives à l'ouvrage :**I.5.1 Les données fonctionnelles :**

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner correctement l'ouvrage sont : Données relatives à la portée (le tracé en plan de la voie, le profil en travers, le profil en long, les charges d'exploitation (normales et exceptionnelles) ; Données relative à l'obstacle franchi.

I.5.1.1 Les données relatives à la voie portée :

➤ Le tracé en plan

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

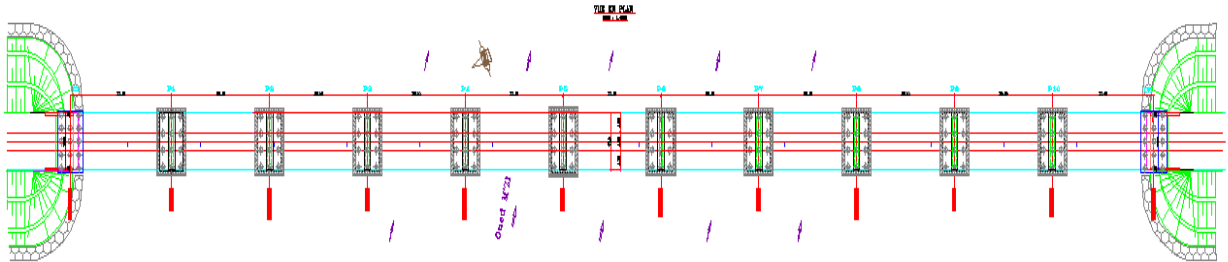


Figure I. 1 Tracé en plan

➤ Le profil en long:

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

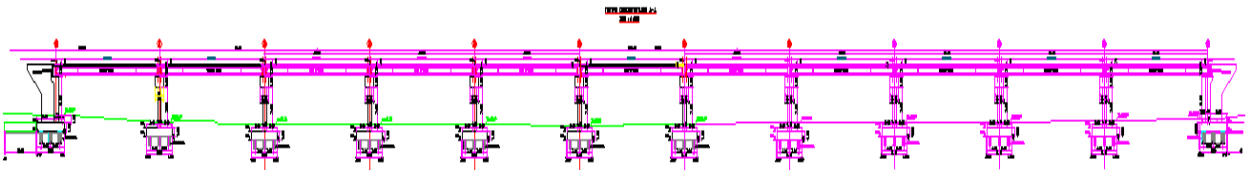


Figure I. 2 Profil en long

➤ Le 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 profile en travers de notre chemin de fer est défini par :

Nombre de voie : 2 voies.

Largeur d'une voie : 4.50m.

Largeur d'un trottoir : 1.10m.

La largeur totale : 12.9m

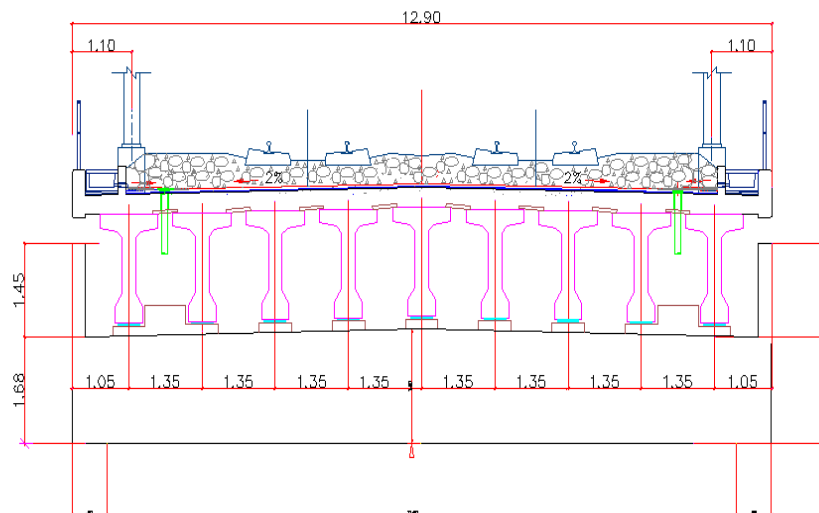


Figure I. 3 Profil en travers

I.5.2 Les données naturelles :

I.5.2.1 Les données topographiques :

L'analyse de la topographie du site nous permet d'implanter correctement l'ouvrage en tenant compte des courbes de niveau, des mouvements de terre nécessaires, des possibilités d'implantation des installations de chantier, les stockages...etc.

I.5.2.2 Les données géologiques :

Le territoire de Laghouat est partagé en deux régions , présentant chacune un intérêt particulier. La première, qui comprend la partie nord ouest de la wilaya, est une région montagneuse, accidentée, à peu près nue et aride, y formant les ceintures des grandes vallées. Les dernières pentes de ces montagnes aboutissent à Laghouat.

Cette oasis est partagée en deux parties, nord et sud, par une crête rocheuse dont la direction générale est Ouest et Est. Au nord une autre ligne de crête parallèle à la précédente offre deux coupures assez larges .l'un donnant passage à l'Oued M'ZI, l'autre formant un col des sables.

La deuxième région située au sud de la Laghouat est constituée par d'immenses plaines ondulées formant la zone des dayas.

I.5.2.3 Les données géotechniques :

Les données géotechniques issues des essais en laboratoire sur le site déterminent le type de fondation et déterminent la ligne ferroviaire.

I.5.2.4 Les données sismologiques :

L'ouvrage est situé à la Wilaya de LAGHOUAT, qui est une zone de sismicité moyenne selon le RPOA (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008).

- La région est classée en zone I, Une zone de sismicité faible.
- Le pont est classé de catégorie A : pont stratégique car il assure une liaison ferroviaire.
- Le coefficient d'accélération vaut : $A=0,15$.

I.5.2.5 Les données hydrauliques :

Le réseau hydrologique s'inscrit juste à coté du site par le passage du lit de grand Oued M'ZI d'autre part.

I.5.3 Les données climatiques :

▪ L'action thermique (température) :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, plus précisément dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis. On prend dans ce cas la variation uniforme de la température $+45^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

▪ Le vent :

Pour l'obtention de la zone du vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Selon la carte de zonage présentée dans le règlement de neige et vent 1999, la Wilaya de Laghouat est casée dans la zone 1 avec une vitesse de référence $V_{\text{réf}}= 25\text{m/s}$.

▪ La neige :

La Wilaya de LAGHOUAT est classée dans la zone A, selon le règlement de zonage de neige 1999.

Chapitre II:
Caractéristique des
matériaux

II.1 Introduction :

En matière de génie civil (acier, béton) le choix de matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés. On distingue matériaux de construction dans la construction de l'ouvrage:

- Le béton.
- Les aciers.

II.2 Béton :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} . Le béton utilisé pour notre pont est dosé à 400 kg/m³. La masse volumique du béton $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

La caractéristique de base est la résistance à la compression à 28 jours, d'où sont déduites les valeurs des caractéristiques suivantes :

- Les résistances à la compression à différents âges.
- Les résistances à la traction à différents âges.
- Les modules de déformation du béton.

Le béton utilisé est dosé à **350 kg/m³** de ciment **CPA 325**. Sa masse volumique est $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

II.2.1 La résistance à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le c35/45, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

Dans ce cas, on a opté pour un béton dont la résistance à la compression à 28 jours est :

$$f_{c28} = \begin{cases} 27 \text{ MPa pour l'infrastructure} \\ 40 \text{ MPa pour la superstructure} \end{cases}$$

II.2.2 La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton notée f_{tj} , à considérer dans le calcul sera prise égale à :

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

- **Les états limites :**

Les états au-delà des quels les structures ne satisferont plus aux exigences, c'est-à-dire que les critères de fiabilité structurale ne seront plus vérifiés, sont appelés états limites.

L'ouvrage est calculé puis conçu de telle façon à assurer des sécurités appropriées durant toute sa durée d'exploitation, ces critères de fiabilité peuvent être divisés en :

- Critère de la sécurité de la structure.
- Critère de la performance de la structure.

Il convient que la vérification des états-limites de service repose sur des critères concernant les aspects suivants :

- Les déformations qui affectent l'aspect, le confort des utilisateurs, ou la fonction de la structure.
- Les vibrations qui nuisent au confort des personnes, ou qui limitent l'efficacité fonctionnelle de la structure.
- Les dommages susceptibles de nuire à l'aspect, la durabilité, et la fonction de la structure.

Parmi ces états limites, on distingue deux façons générales :

- Etats limites ultimes(ELU).
- Etats limites de service(ELS).

- Etats limites ultimes(ELU)

Les états limites ultimes, sont les états associés à la ruine d'une structure, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue:

- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de l'équilibre statique.

- Etat limite de stabilité de forme : flambement

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3,5‰ (diagramme déformation-contrainte du béton).

II.2.3 Contrainte admissibles :

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

Avec :

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

- 1.50 Situation durable et transitoire.
- 1.15 Situation accidentelle.

Coefficient qui dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

1	si	$t > 24h$
0.9	si	$1 \leq t \leq 24h$
0.85	si	$t < 1h$

- **Etats limites de service(ELS) :**

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité. On distingue:

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation instantanée ou différée.

Le comportement du béton à l'ELS est supposé linéaire élastique.

0.5 f_{c28} Ouvrage fini ou en service.

0.6 f_{c28} En construction ou en situation accidentelle.

II.2.4 Déformations longitudinales du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

- Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge routière), le module de déformation instantané du béton est égal à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

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

Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

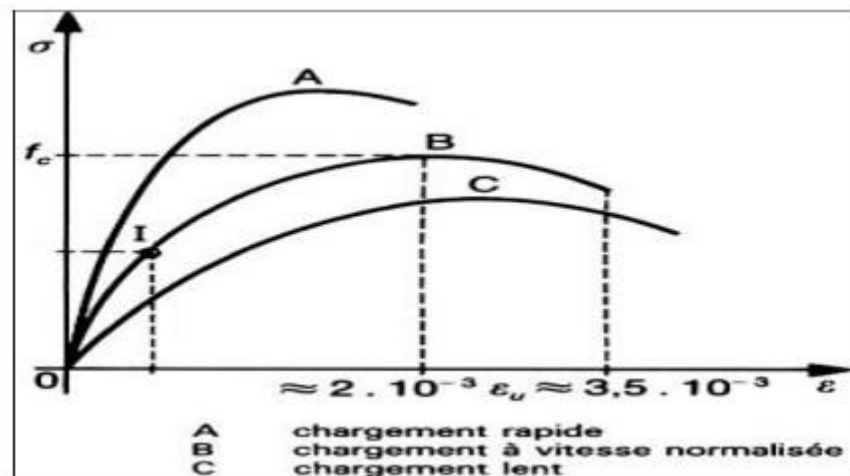


Figure II. 1 Déformation du béton sous chargement instantané

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge; il y correspond un module de :

II.2.5 Déformations transversales du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

II.3 ACIERS :

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte.
- Les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

II.3.1 Aciers passifs :

Les aciers passifs sont des aciers semblables à ceux utilisés en béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément. Ils sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

On utilisera dans ce projet une nuance d'acier : FeE500 type Haute Adhérence HA.

- Sa limite élastique : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Son module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

a- Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{su} = \sigma_s^- = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1.00 \text{ dans le cas accidentel} \\ 1.15 \text{ dans le cas durable} \end{array} \right\} \quad f_{tj} = \left\{ \begin{array}{l} 500 \text{ MPa} \\ 434.78 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

b- Etat ultime de service :

La contrainte admissible à la traction est donnée par les formules suivantes :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu préjudiciable	Rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st}^- \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st}^- \leq \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$

Tableau II. 1 Les contraintes admissibles de traction

η Coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} \eta = 1.6 & \text{pour les aciers de haute adhérence} \\ \eta = 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

c- Diagramme déformation-contrainte de l'acier :

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour les vérifications des sections à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

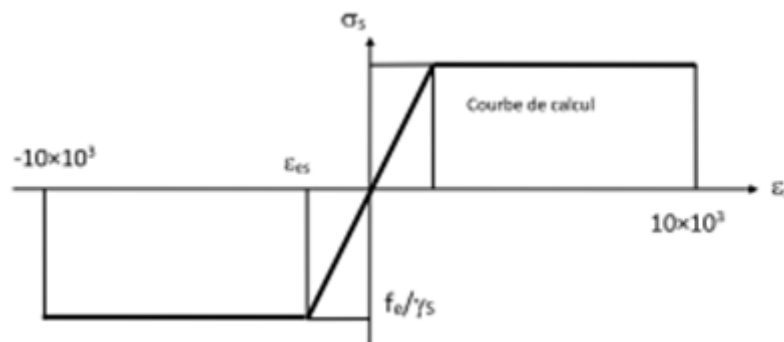


Figure II. 2 Diagramme conventionnel contraintes -déformations des armatures

II.3.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Dans notre cas La précontrainte est réalisée par post-tension. Le procédé utilisé est celui de « **FREYSSINET** ». Avec des torons de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les câbles utilisés sont des fils adhérents 15T15S Très Basse Relaxation de classe 1860.

Conclusion :

Les principaux matériaux utilisés sont :

Le béton de résistance caractéristique à 28 jours :

$f_{c28}=40$ MPa → pour la superstructure.

$f_{c28}=27$ MPa → pour l' infrastructure.

*Chapitre III:
pré-dimensionnement
et calcul des charges et
surcharges*

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va s'intéresser aux charges et surcharges que l'ouvrage doit supporter afin de pouvoir déterminer par la suite, les sollicitations.

III.2 Dimensionnement du tablier :

III.2.1 Pré dimensionnement de la poutre :

Hauteur :

la hauteur total de la section de la poutre est donnée par la formule de G.DREUX.

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0.2$$

Pour notre projet $L=33.4\text{m}$ d'où :

$$\frac{33.4}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{33.4}{20} + 0.2 \rightarrow 1.47 \leq h_t \leq 1.87$$

On prend alors $h_t = 1.70\text{m}$

Largeur de la table de compression:

La largeur de la membrure supérieure doit vérifier la condition suivante : $0,6h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$$0,6 \times 1.70 \leq b \leq 0.7 \times 1.70$$

$$\rightarrow 1.02 \leq b \leq 1.19$$

On prend : $b = 1,07\text{m}$

Epaisseur de la table de compression:

$$10 \leq e \leq 15\text{cm}$$

On prend : $e = 0.1\text{m}$

Largeur de talon :

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. (VIPP Art.3.2.4)

$$40 \leq L_t \leq 55\text{cm}$$

On fixe $L_t = 0.51\text{m}$

Epaisseur de talon (E_T) :

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10cm et 25cm, pour permettre un bon bétonnage.

On prend: $e = 25\text{cm}$

III.3.2 Dimensionnement de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale: $l_d = 12.9m$

Epaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres. Plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux les efforts des flexions transversales.

Donc : $e_d = 30 \text{ cm}$

III.3 Caractéristiques géométriques des poutres :

$$\Delta = I_0 + B \times Z^2$$

Le moment d'inertie de la section par rapport à :

Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité :

$$I_G + I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

V, V' : Distance dz l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V = h_t - V' \quad ; \quad V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

R : Rayon de giration $r^2 = \frac{I_G}{B}$

B : section transversale totale de la poutre

ρ = Rendement géométrique de section

$$\rho = \frac{I_g}{B.V.V'} = \frac{r^2}{V.V'}$$

h : hauteur de rectangle ou du triangle considérée

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

III.3.1 Caractéristique géométrique de la poutre :

	B (m ²)	i (m ²)	V' (m)	V (m)	I _G (m ⁴)	ρ
Section médiane	0.729	0.578	0.976	0.7240	0.244	0.8180
Section d'about	0.867	0.4910	0.850	0.850	0.2090	0.6796

Tableau III. 1 Les caractéristiques géométriques de la poutre seule

III.3.2 Caractéristique géométrique de la poutre + la dalle :

	B(m ²)	i(m ²)	V' (m)	V (m)	I _G (m ⁴)	ρ
Section médiane	1.1338	0.3931	1.2880	0.7120	0.4457	0.8310
Section d'about	1.2720	0.3836	1.1684	0.8316	0.4879	0.6900

Tableau III. 2 Les caractéristiques de la poutre + la dalle

III.3.3 Section géométrique des sections nettes:

les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristique des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance même s'ils seront remplis avec mortier injecté.

Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire:

$$5\% \text{ de la section brute} \quad \rightarrow \quad B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}}$$

$$10\% \text{ du moment d'inertie} \quad \rightarrow \quad I_{\text{nette}} = 0,90 I_{\text{brute}}$$

$$8\% \text{ du moment statique} \quad \rightarrow \quad S_{\text{nette}} = 0,92 S_{\text{brute}}$$

	Poutre seul		Poutre + dalle	
	D'about	médiane	D'about	médiane
$B(m^2)$	0.8237	0.6924	1.2084	1.0711
$I_G(m^4)$	0.1881	0.2196	0.43911	0.4011
$V(m)$	0.850	0.9757	1.1684	1.288
$V(m)$	0.850	0.724	0.8316	0.712
$r^2(m^2)$	0.4910	0.578	0.3836	0.3931
ρ	0.6796	0.8179	0.690	0.831

Tableau III. 3 Caractéristique géométrique des sections nettes

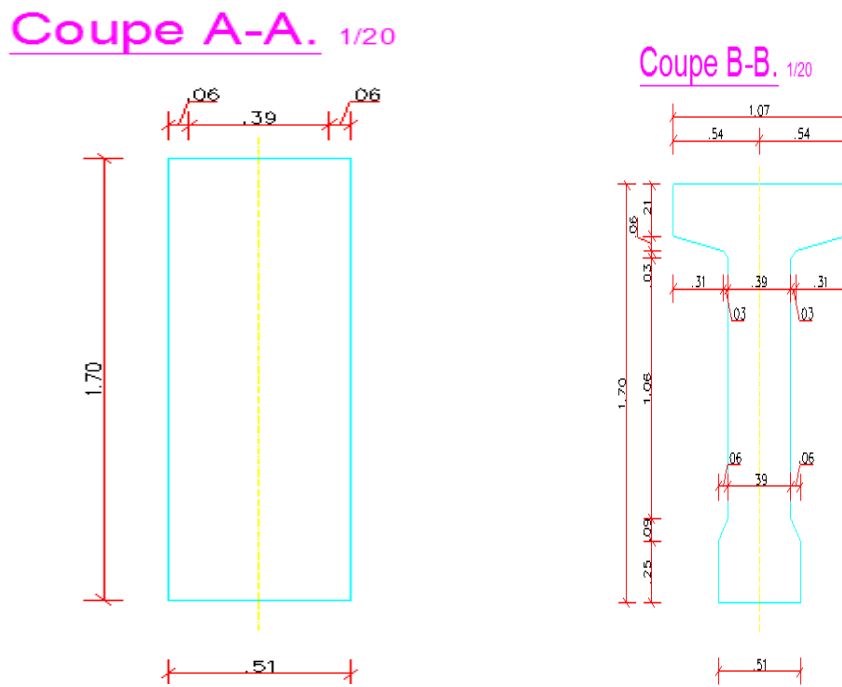


Figure III. 1 Section poutre

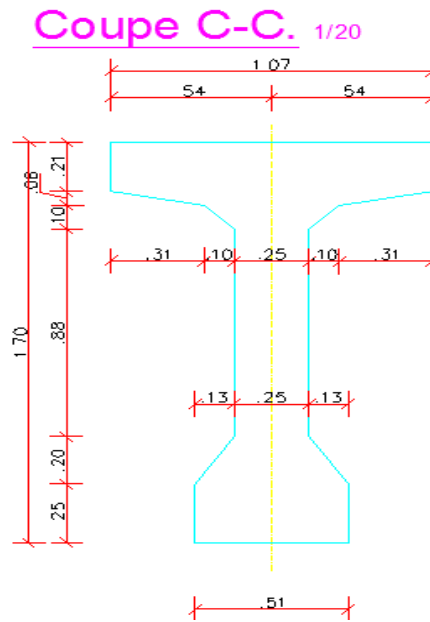


Figure III. 2 Section poutre médire

III.4 Evaluation des charges et surcharges :

III.4.1 Poids propre du tablier :

La dalle :

La largeur $L_d = 12.9m$

On prend : L'épaisseur $e = 30cm$.

dalle	épaisseur	longueur	ρ (t/m ³)	largeur
	0,3	33,4	2,5	12,9

$P_{dalle} = 0.3 \times 33.4 \times 2 \times 2.5 \times 12.9 = 323.145 \text{ t/m}$

O Poids de la poutre :

$$P_{Poutre} = \sum P_i / L_{totale}$$

$$P_i = A_i \times L_i \times 2.5$$

	aire	longueur	volume	ρ (t/m ³)	V x ρ (t)
section 1	0,867	0,575	0,498525	2,5	1,246313
section 2	0,8657	0,05	0,043285	2,5	0,108213
section 3	0,8644	6,825	5,89953	2,5	14,74883
section 4	0,7966	0,07	0,055762	2,5	0,139405
section 5	0,7288	9,18	6,690384	2,5	16,72596
Poids total de la demi-poutre				32,968715t	
Poids total des poutres				593.43687 t	

Tableau III. 4 Poids de la poutre

o **Poids des entretoises :**

entretoise	aire	longueur	n	volume	ρ (t/m ³)	n entre
	1,088662	0,25	2	0,27217	2,5	8

$P_{\text{entretoise}} = 1,088662 \times 0,25 \times 2 \times 0,27217 \times 2,5 \times 8 = 10.88662 \text{ t}$

o **Poids de la dalle :**

dalle	épaisseur	longueur	ρ (t/m ³)	largeur
	0,3	33,4	2,5	12,9

o $P_{\text{dalle}} = 0.3 \times 33.4 \times 2 \times 2.5 \times 12.9 = 323.145 \text{ t}$

	dalle	Poutre	Entr	coff	ball	Rail	étan	pot	gc	trottoir	Total
P (t)	323,145	593,437	10,887	15,040	436,872	10,020	7,583	10,020	6,680	49,616	1463,299
G(t/ml)	9,675	17,768	0,000	0,326	13,080	0,300	0,227	0,300	0,200	1,486	43,361

Tableau III. 5 poids du tablier

▪ **Etanchéité :**

L'imperméabilisation de l'ouvrage est constituée d'une couche de 8 cm de chape de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de 2 cm d'épaisseur.

Le poids volumique moyen des deux couches est de 22 KN/m³.

étanchéité	épaisseur	longueur	1	ρ (t/m ³)	nombre
	0,008	33,4	12,9	2,2	1

Pétanchéité : $0.008 \times 2 \times 33.4 \times 12.9 \times 2.2 = 2.3 \text{ t}$

▪ **Plate forme ferroviaire :**

o **Ballastage :** Le ballast est le lit de roches concassées qui supporte une voie de chemin de fer, il représente une épaisseur de 60cm et un poids volumique de 20KN/m³.

ballast	épaisseur	longueur	largeur	ρ (t/m3)
	0,6	33,4	10,9	2

$P_{\text{Ballast}} = 0.6 \times 33.4 \times 10.9 \times 2 = 436.872 \text{ t}$

o **Rails :** La voie est constituée de longs rails soudés de profil **UIC 60**, dont le poids linéique est de 1500N/m/voie.

$P_{\text{rail}} = 33.4 \times 0,15 \times 2 = 10.02 \text{ t}$

o **Traverse :**

traverse	épaisseur	longueur	largeur	ρ (t/m3)
	0,6	33,4	10,9	2

$P_{\text{traverse}} = 0.6 \times 33.4 \times 10.9 \times 2 = 436.872 \text{ t}$

▪ **Equipements**

o **Trottoir :** Avec un poids volumique de 2.5t/m :

Par unité de longueur, $P_{\text{trottoir}} = 33.4 \times 0.2971 \times 2.5 \times 2 = 49.6157 \text{ t}$

o **Canal :** Avec un poids volumique de 0.1 t/m.

o $P_{\text{canal}} = 0.1 \times 33.4 \times 2 = 6.68 \text{ t}$

o **Garde-corps :** Le poids de cet équipement est de **6.68 t**

G-corps	ρ (t/ml)	longueur	nombre
	0,1	33,4	2

$P_{\text{Garde-corps}} = 0.1 \times 33.4 \times 2 = 6.68 \text{ t}$

o **Caténaire :** Les caténaires ont un poids de **5.6 t**

▪ **Poids des poteaux :**

o **Poteaux :** Avec un poids volumique de 0.15t/m :

poteau	longueur	nombre	ρ (t/m ³)
	33,4	2	0,15

$P_{\text{Poteaux}} = 33.4 \times 2 \times 0.15 = 10.02 \text{ t}$

▪ **Poids coffrage perdu :**

o **Poteaux :** Avec un poids volumique de 2.5t/m :

coff perdu	volume	nombre	ρ (t/m ³)
	0,752	8	2,5

$P_{\text{coffrage perdu}} = 0.752 \times 8 \times 2.5 = 15.04 \text{ t}$

III.4.2 Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation) :

III.4.2.1 Les charges verticales :

III.4.2.1.1 Modèle de charge UIC71 :

Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure suivante :

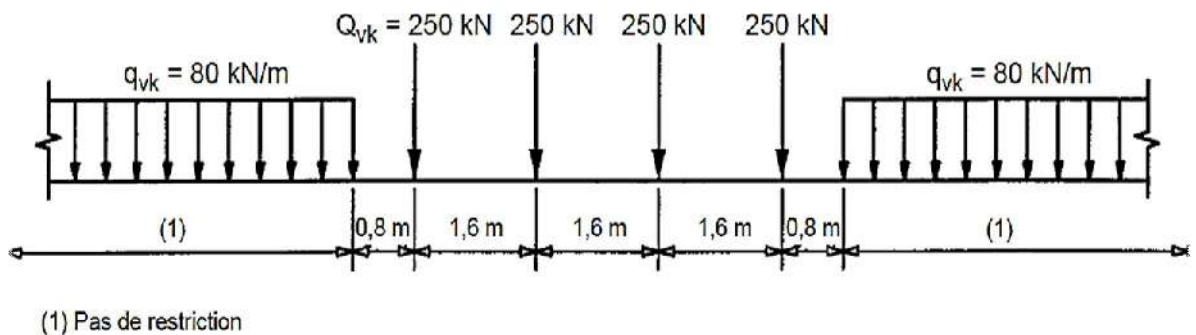


Figure III. 3 Schéma de charge UIC 71

III.4.2.1.2 Modèle de charge SW :

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues.

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau.

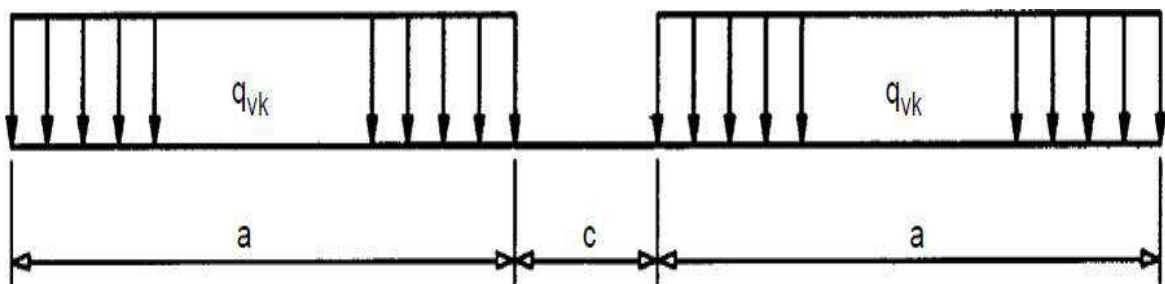


Figure III. 4 Modèle de charge SW0 et SW2

Classe de charge	q _{vk} (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tableau III. 6 Valeur caractéristique du chargement SW

III.4.2.1.3 Train à vide :

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé, 'Train à vide'.

Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/ml, et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

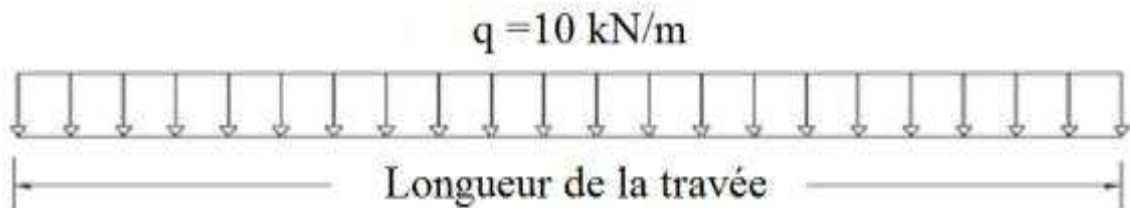


Figure III. 5 Modèle de chargement de train à vide

Les charges ferroviaires présentées dans les parties précédentes permettent de constituer trois chargements fondamentaux (UIC71+SW/0, SW/2, train à vide), ces chargements une fois majorés dynamiquement, forment en compagnie des effets horizontaux correspondants les actions de circulation ferroviaire.

Pose de voie ballastée :

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250kN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur $a_2 = 0,30 + e/2$.

➤ **Effets dynamiques :**

Les effets dynamiques sont pris en compte au moyen de coefficients Φ_2 ou Φ_3 .

➤ **Coefficient dynamique Φ_3**

Si l'entretien de l'ensemble des lignes de la SNCF est considéré normal :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

L_ϕ : Longueur caractéristique, définie au tableau du livret 2.01 article 1.3 Tableau I.3. Pour ce cas, $L_\phi =$ La portée mécanique = 32.4m.

$$\text{Donc : } \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{32.4 - 0.2}} + 0.73 \quad \Phi_3 = 1.123$$

III.4.2.2 Les charges horizontales :

➤ **Force de lacet :**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100\text{kN}$ (par essieu).

➤ **Forces de démarrage et de freinage :**

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Chapitre IV :
Modélisation

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier les efforts et leurs répartitions, pour ce faire on dispose de méthodes manuelles et de méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis. Pour cette étude, on a opté pour la méthode numérique en utilisant ROBOT.

IV.2 Introduction AU « ROBOT » :

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Auto Desk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

IV.2 Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...etc.)
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels)
- Possibilité d'application des modules métier qui permettent la définition des métiers et des plans d'atelier.

IV.3 Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT :

Comme tout logiciel de calcul de structure, ROBOT utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

- **1ere étape** : la définition des caractéristiques suivantes:
 - ✓ La langue de travail.
 - ✓ Caractéristiques des matériaux.
 - ✓ Unités et systèmes métriques utilisés.
 - ✓ Normes et règlements.
- **2eme étape** : définition de la structure
 - ✓ Définition de la grille du système d'axes.
 - ✓ Définition des éléments verticaux de contreventement.
 - ✓ Définition des éléments horizontaux.
 - ✓ Définition des points singuliers.
 - ✓ Définition des conditions d'appuis.
- **3eme étape** : définition et application des chargements de la structure
 - ✓ Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structure notés comme des charges permanentes (pp).
 - ✓ Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires ccp).
 - ✓ Définition des charges d'exploitation (trafic).
 - ✓ Définition des charges éventuelles.
- **4eme étape** : choix du type d'analyse de la structure
 - ✓ Analyse sous charges permanentes.
 - ✓ Analyse sous les surcharges d'exploitation.
 - ✓ Analyse modale.
 - ✓ Analyse sismique.
- **5eme étape** : définition des combinaisons de charges
- **6eme étape** : lancement de calcul
- **7eme étape** : affichage et édition éventuelle des résultats

VI.4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Notre pont étant isostatique on doit donc déterminer l'effort tranchant et les moments fléchissant positifs et négatifs max pour chaque cas de charges. Donc pour déterminer dans les différentes sections choisies.

On étudiera successivement les cas de charges suivantes :

- Poids propre
- UIC 71
- SW0
- SW2
- Train vide

Poutre :

- ✓ Modale poutre:

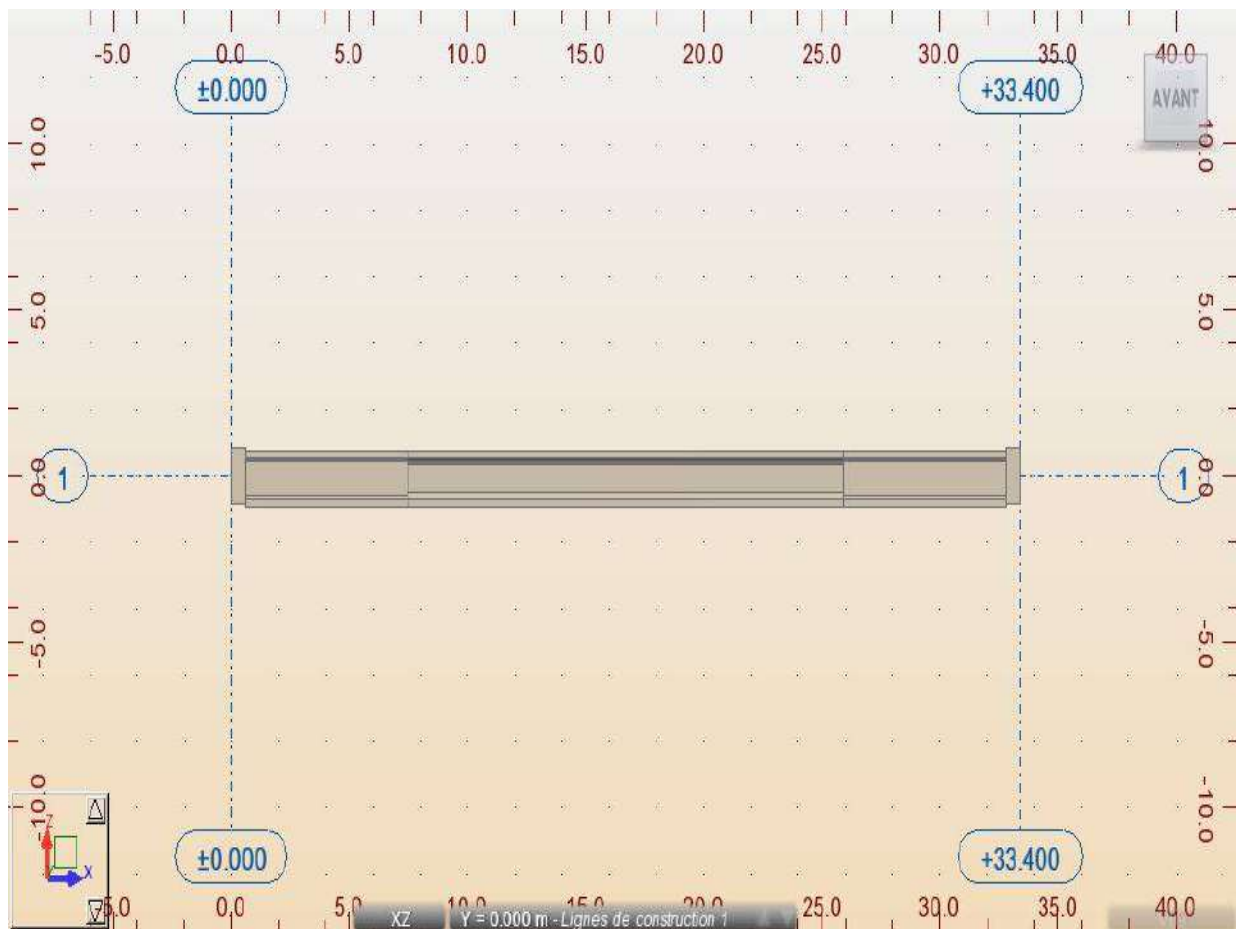


Figure IV. 1 Le modele poutre

✓ Modale poutre :



Figure IV. 2 Le modele poutre

Poutre seule :

✓ Effort tranchant

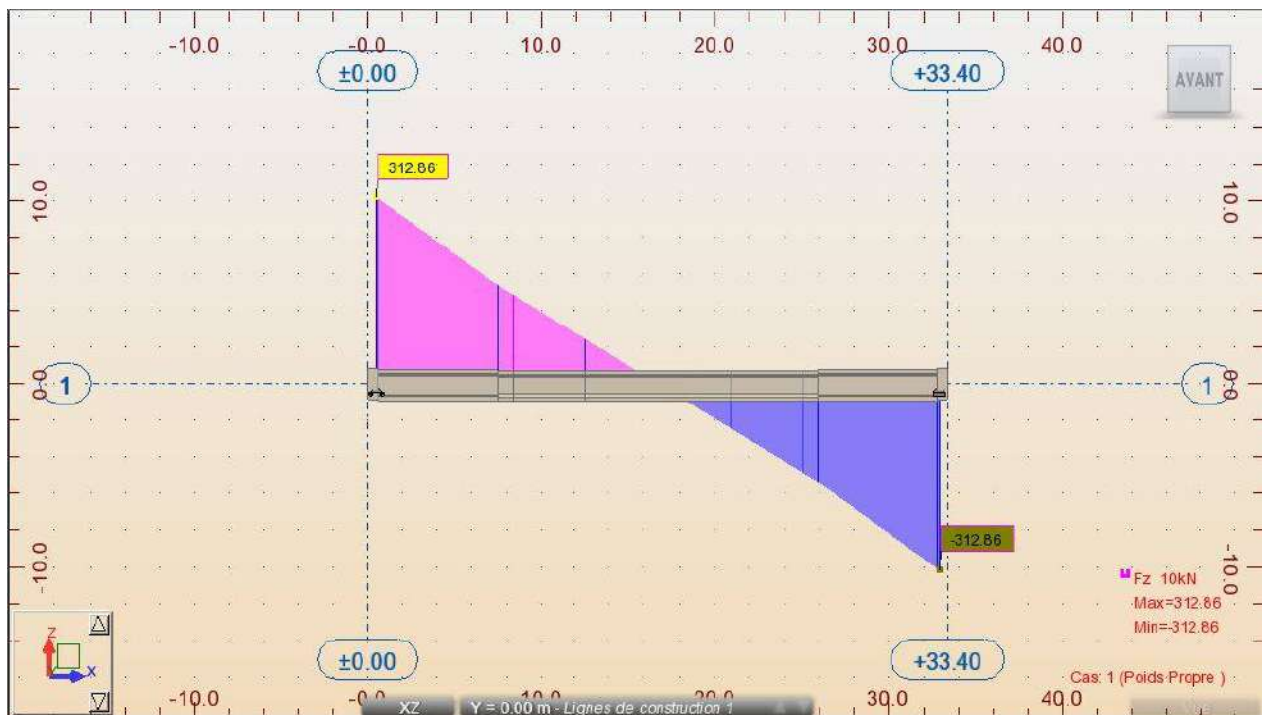


Figure IV. 3 Diagramme des efforts tranchants poutre seule

✓ Réaction :

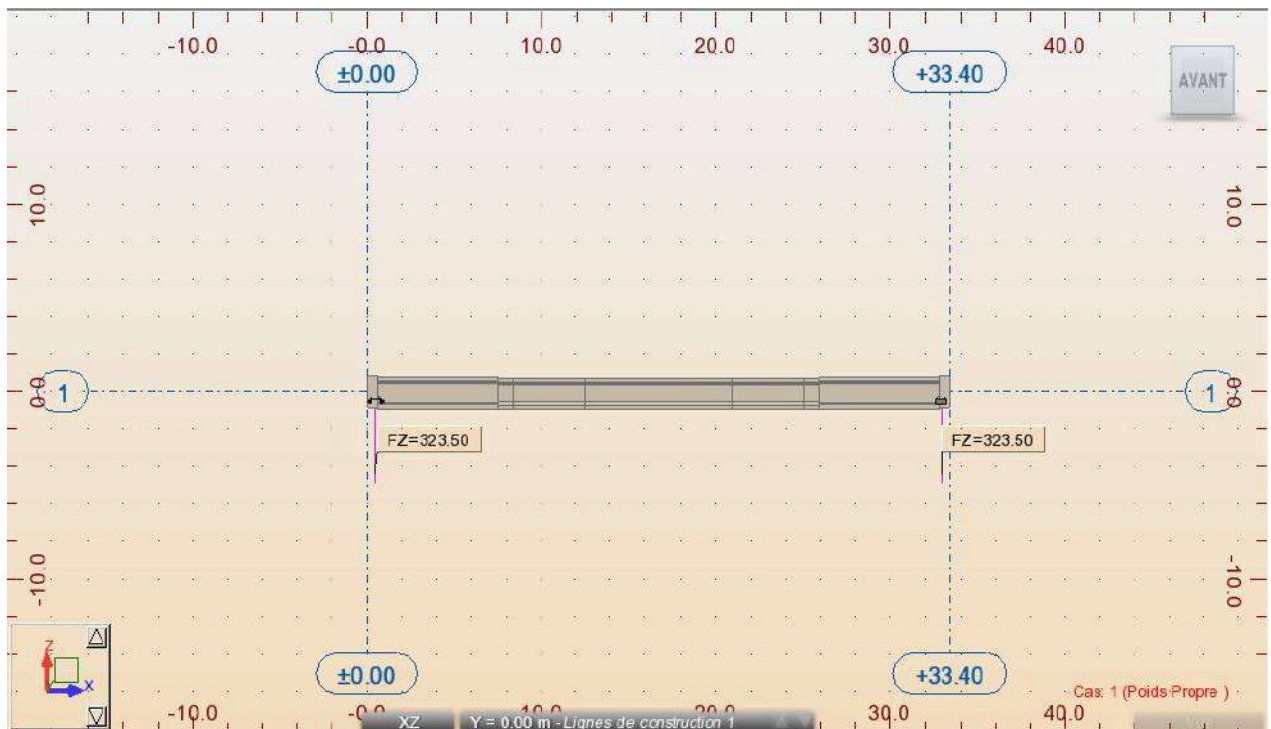


Figure IV. 4 Les réactions poutre seule

Poutre et dalle :

✓ Moment fléchissant :

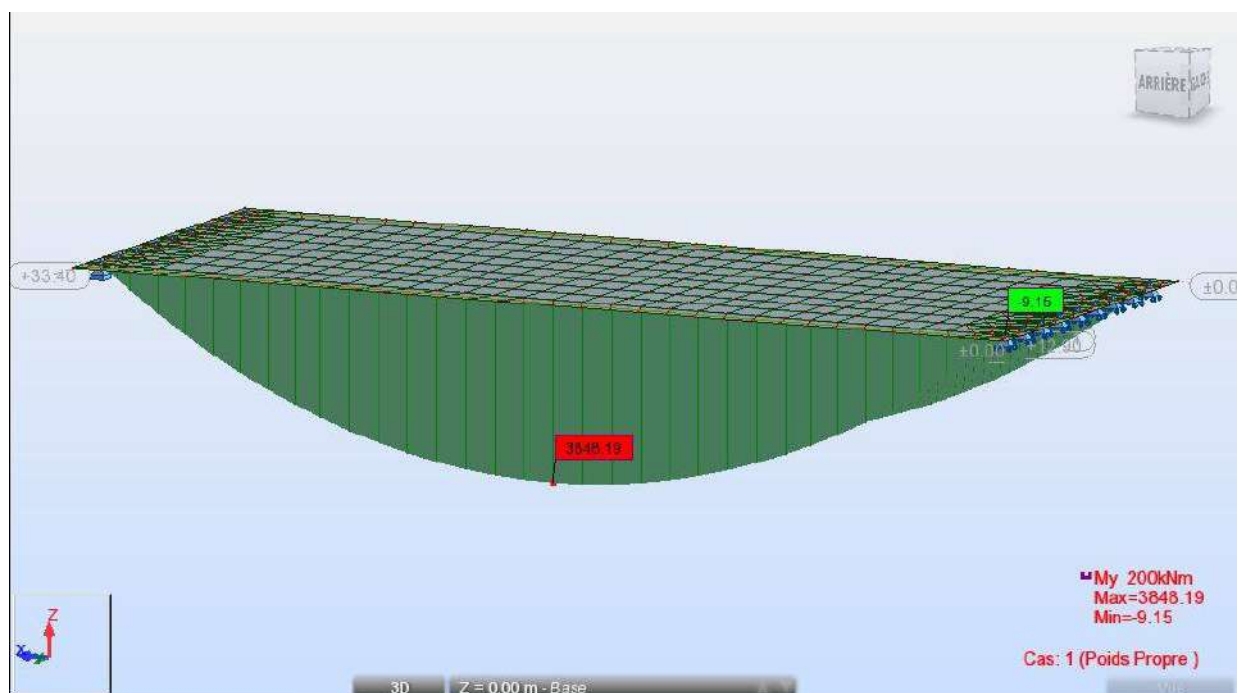


Figure IV. 5 Diagramme moment poutre + dalle

Poutre seule :

- ✓ Moment fléchissant :

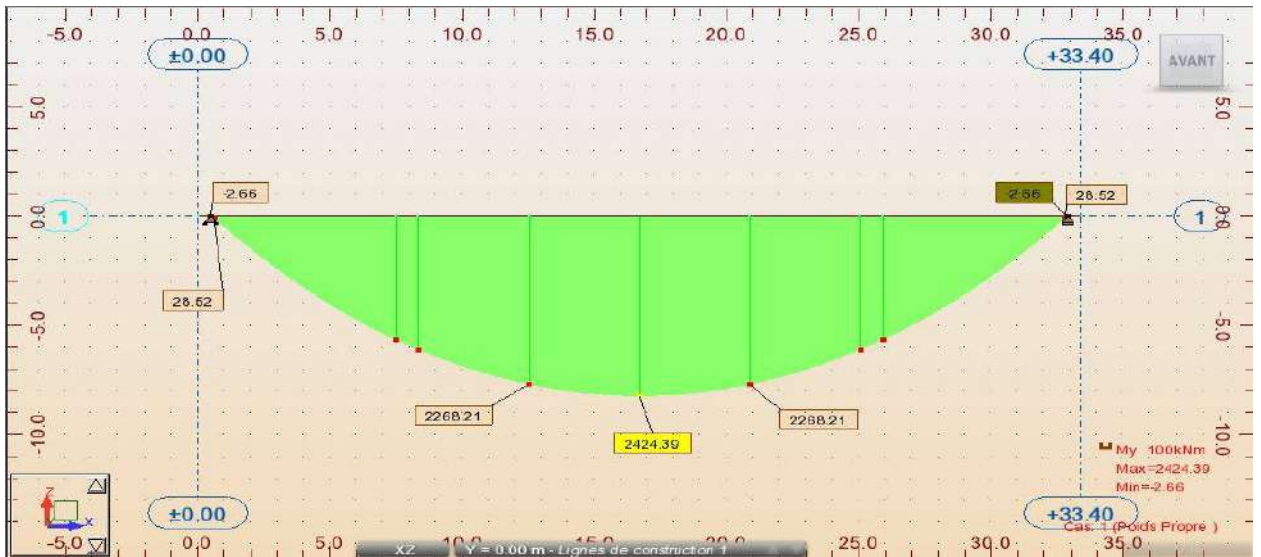


Figure IV. 6 Diagramme moment poutre seule

- ✓ Modale :

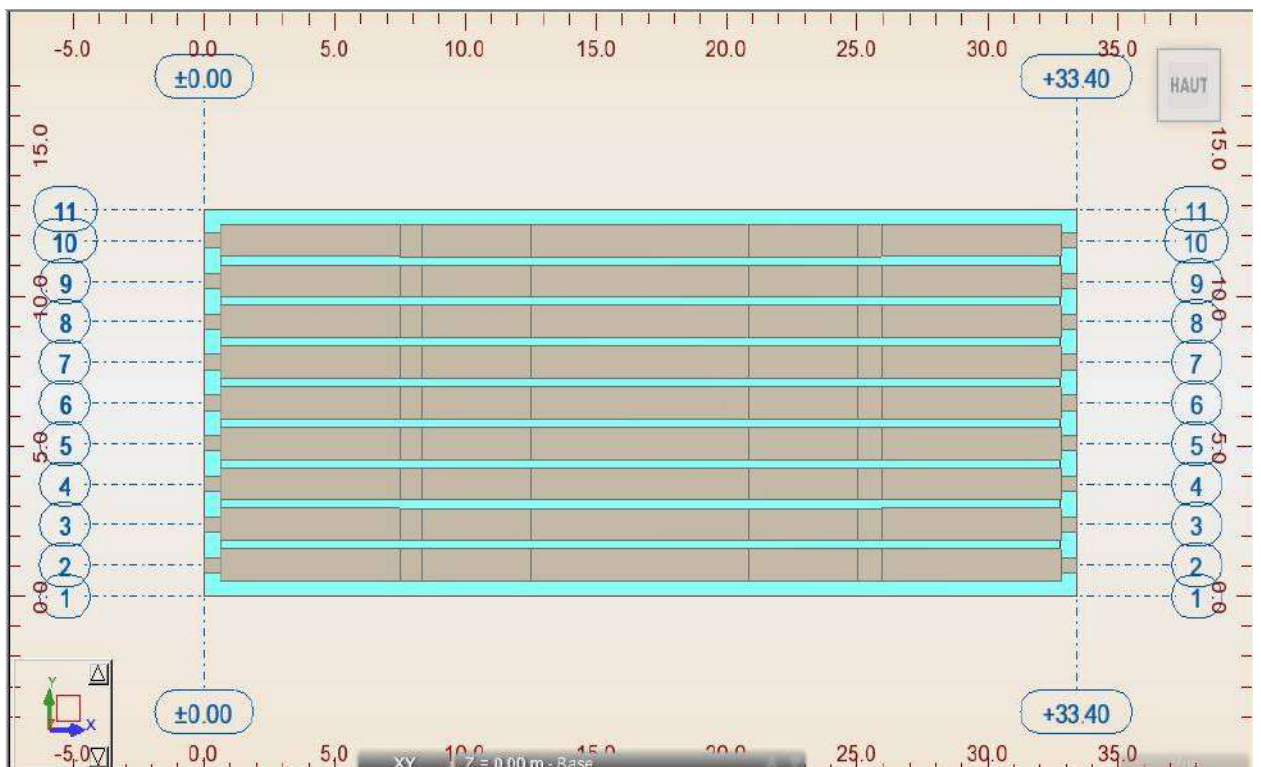


Figure IV. 7 Le modele dalle +poutre

Dalle et poutre :

- ✓ Modale :

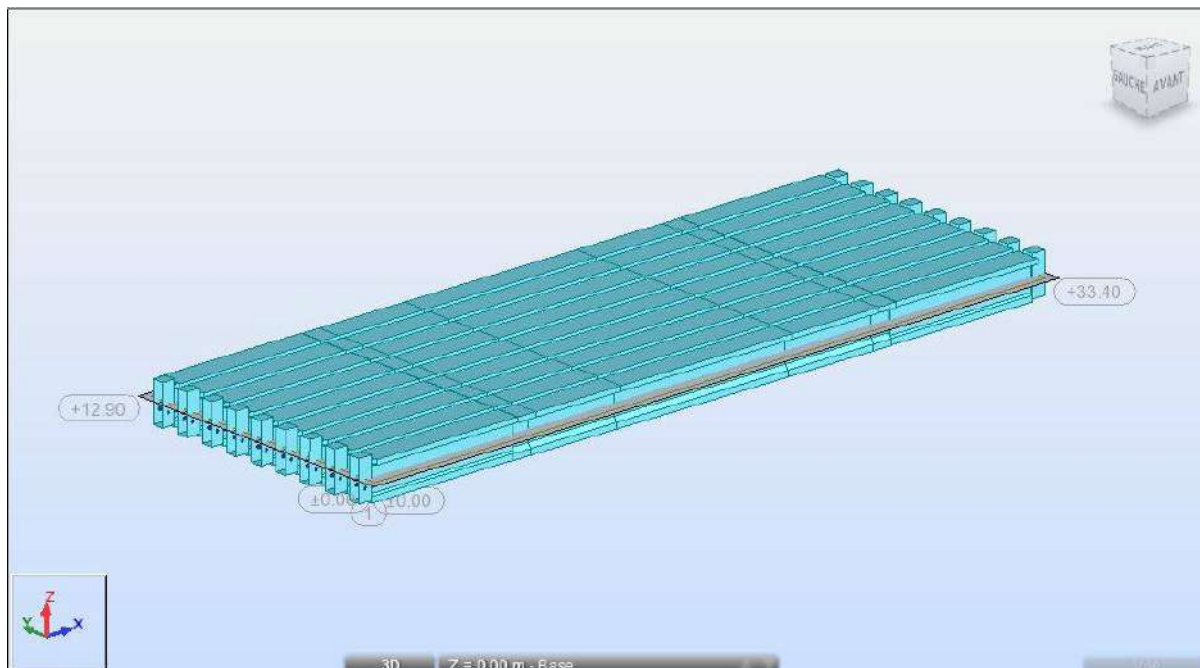


Figure IV. 8 Le modele dalle + poutre

Poutre plus sollicité:

- ✓ Moment fléchissant :

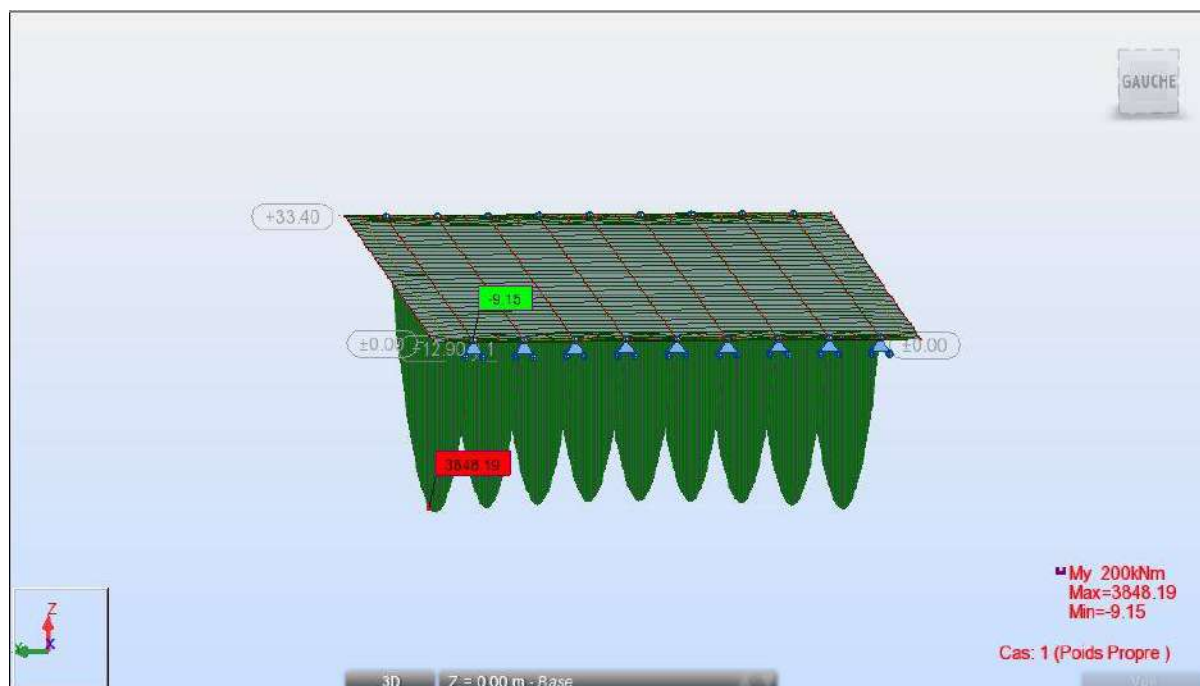


Figure IV. 9 Diagramme poutre plus sollicité

Poutre et dalle:

- ✓ Effort tranchant:

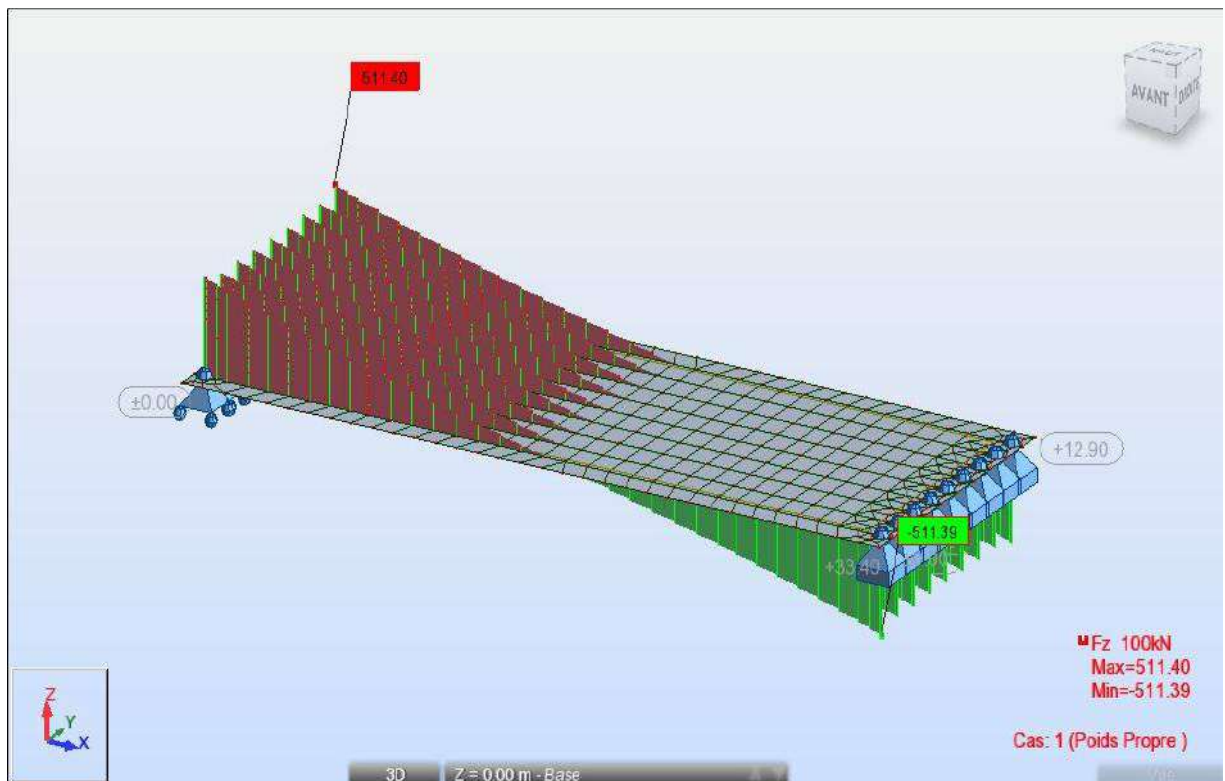


Figure IV. 10 Diagramme efforts tranchants poutre + dalle

Les charges CCP :

- ✓ Affectation:



Figure IV. 11 Diagramme affectation des charges CCP

Les charges CP+CCP:

- ✓ Moment fléchissant :

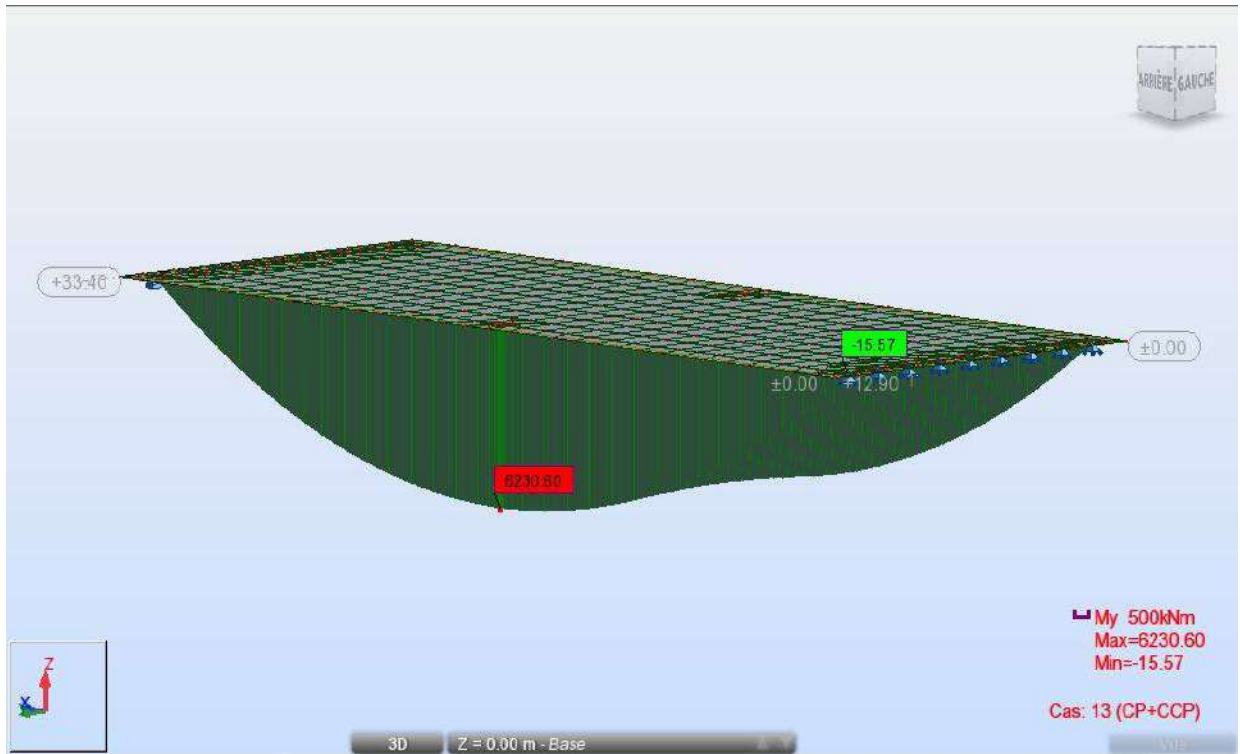


Figure IV. 12 Diagramme moment CP +CCP

- ✓ Effort tranchant :

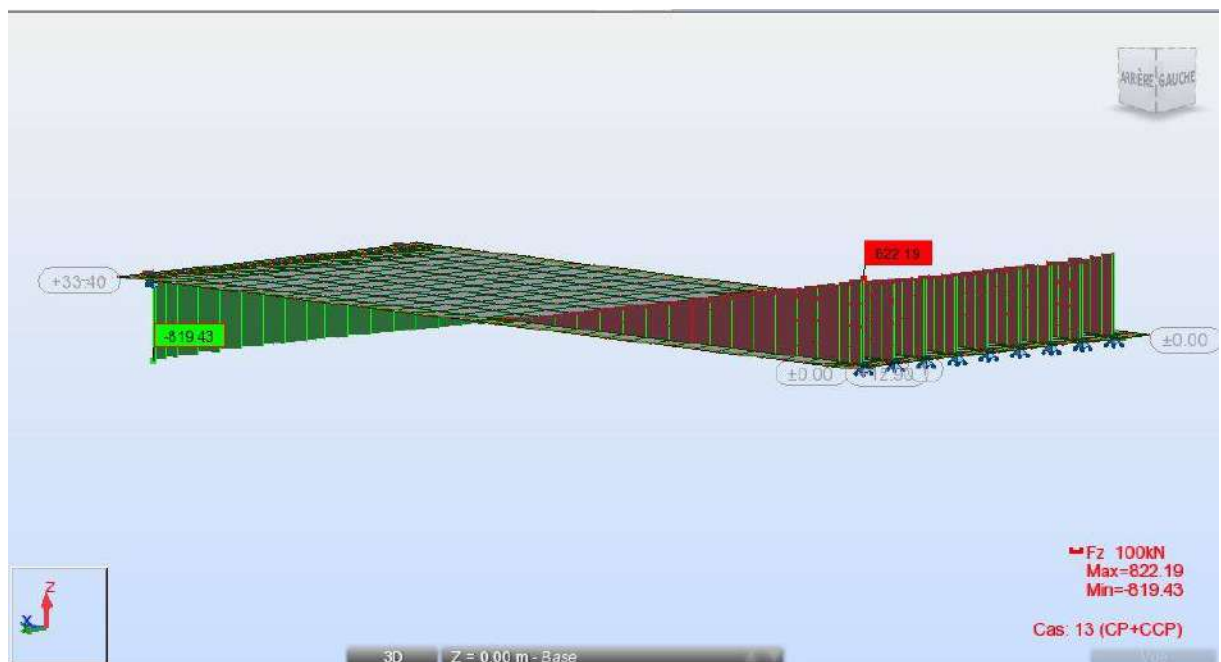


Figure IV. 13 Diagramme effort tranchant CP +CCP

SW0 :
 01 voie chargée :
 ✓ Moment fléchissant :

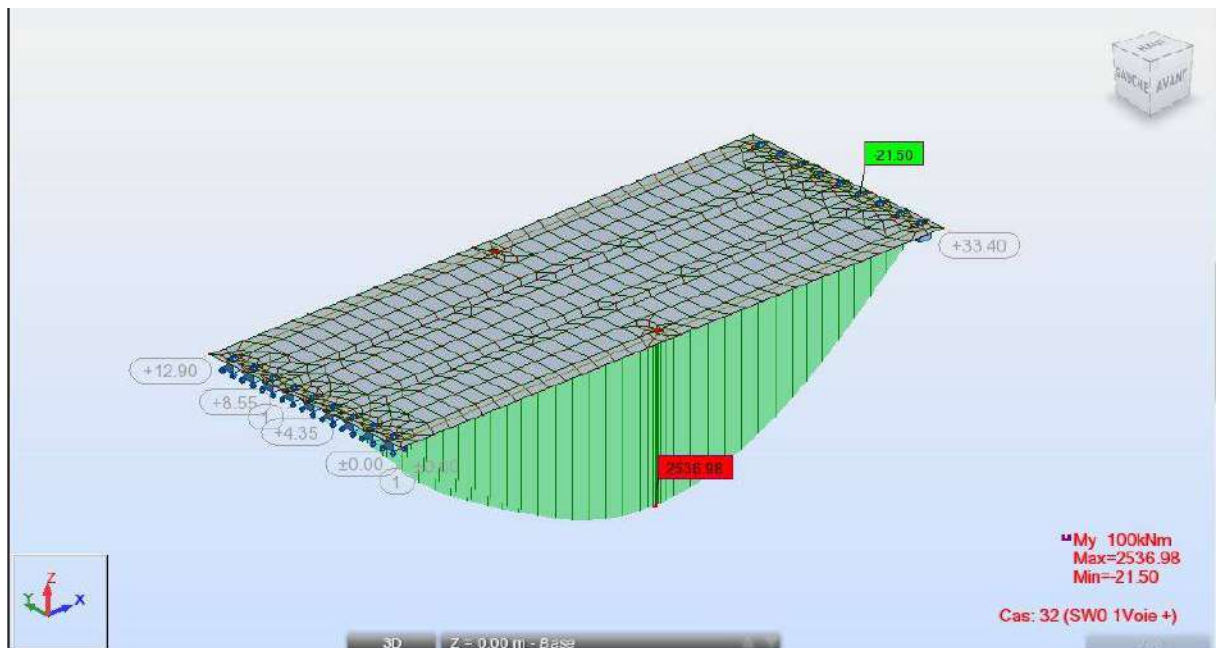


Figure IV. 14 Diagramme moment SW0 (groupes des charges 1 2 3)

SW2 :
 01 voie chargée :
 ✓ Moment fléchissant :

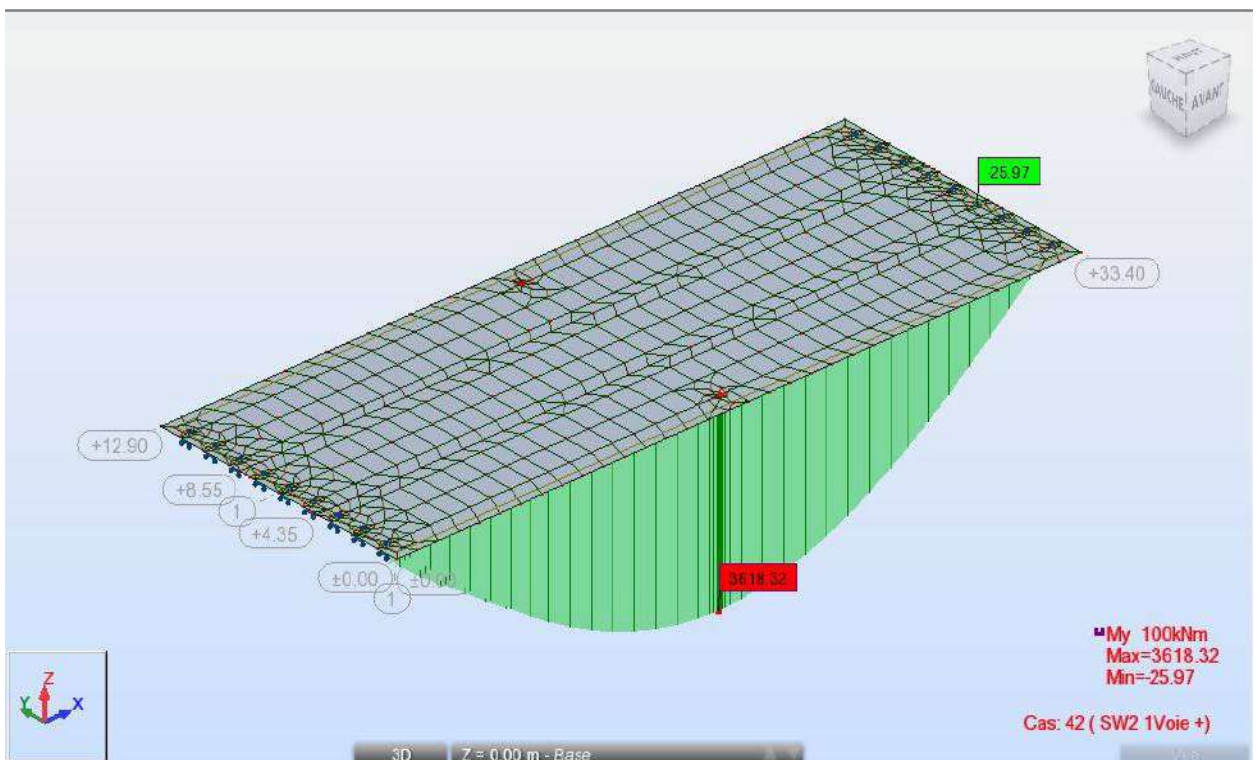


Figure IV. 15 Diagramme moment SW2 (groupe de charge 4)

Train vide :

01 voie chargée :

✓ Moment fléchissant :

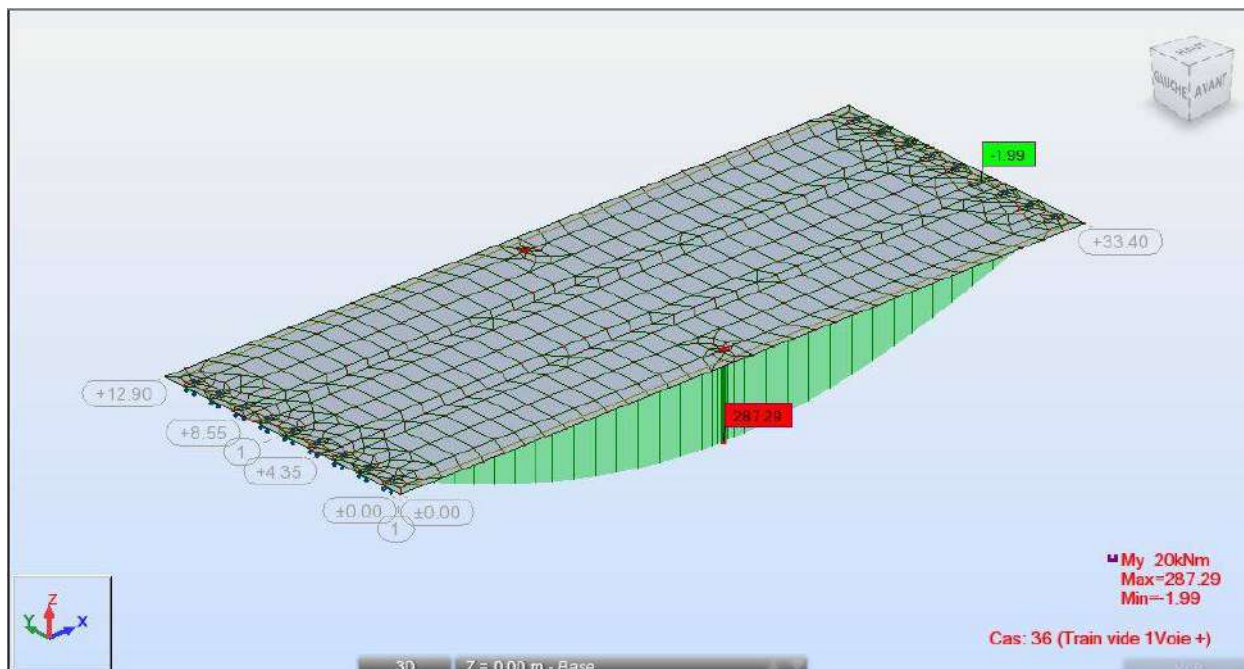


Figure IV. 16 Diagramme moment train vide (groupe charge 5)

SW0 :

01 voie chargée :

✓ Affectation:



Figure IV. 17 Diagramme affectation des charges SW0

UIC71 :

01 voie chargée :

✓ Affectation:

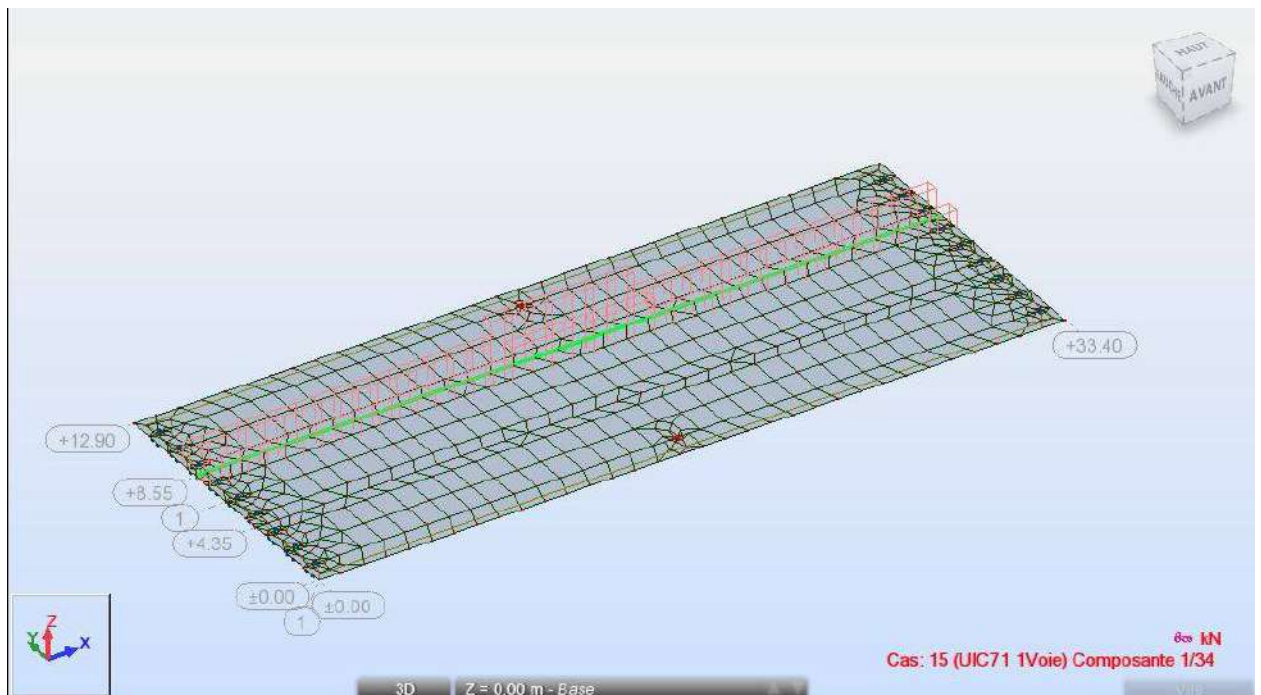


Figure IV. 18 Diagramme affectation des charges UIC71

SW2 :

01 voie chargée :

✓ Affectation:

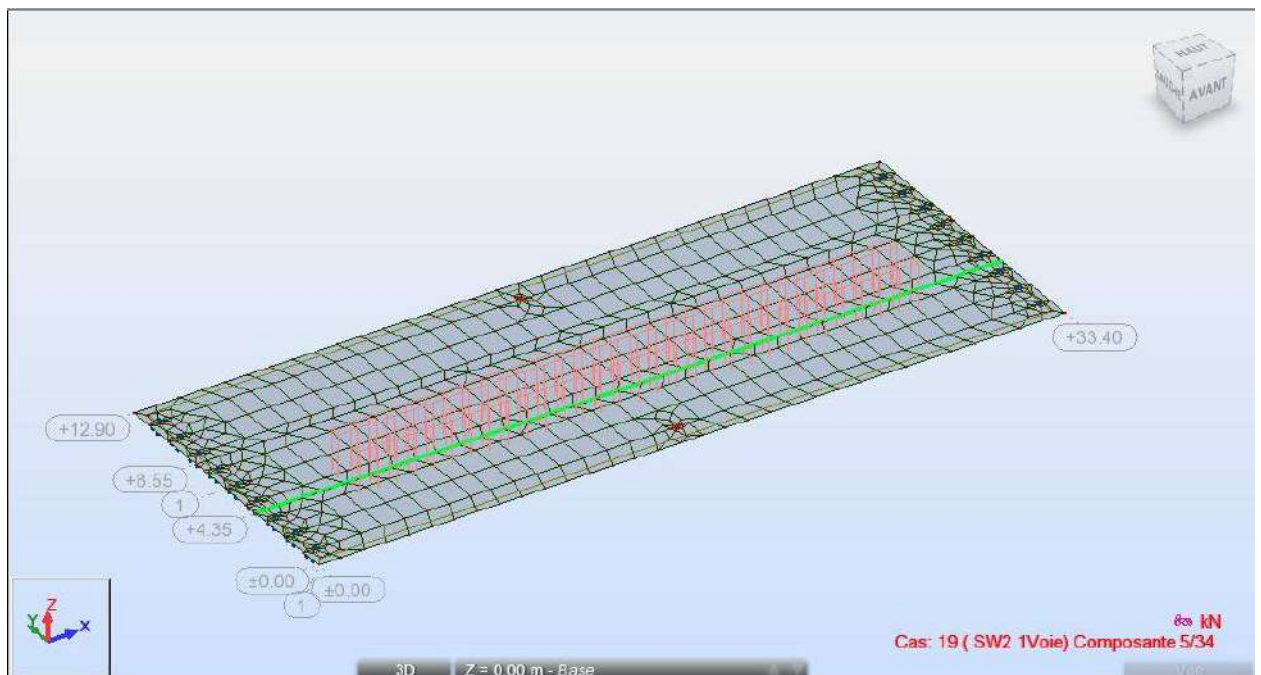


Figure IV. 19 Diagramme des charges SW2

Train vide :
 01 voie chargée :
 ✓ Affectation:

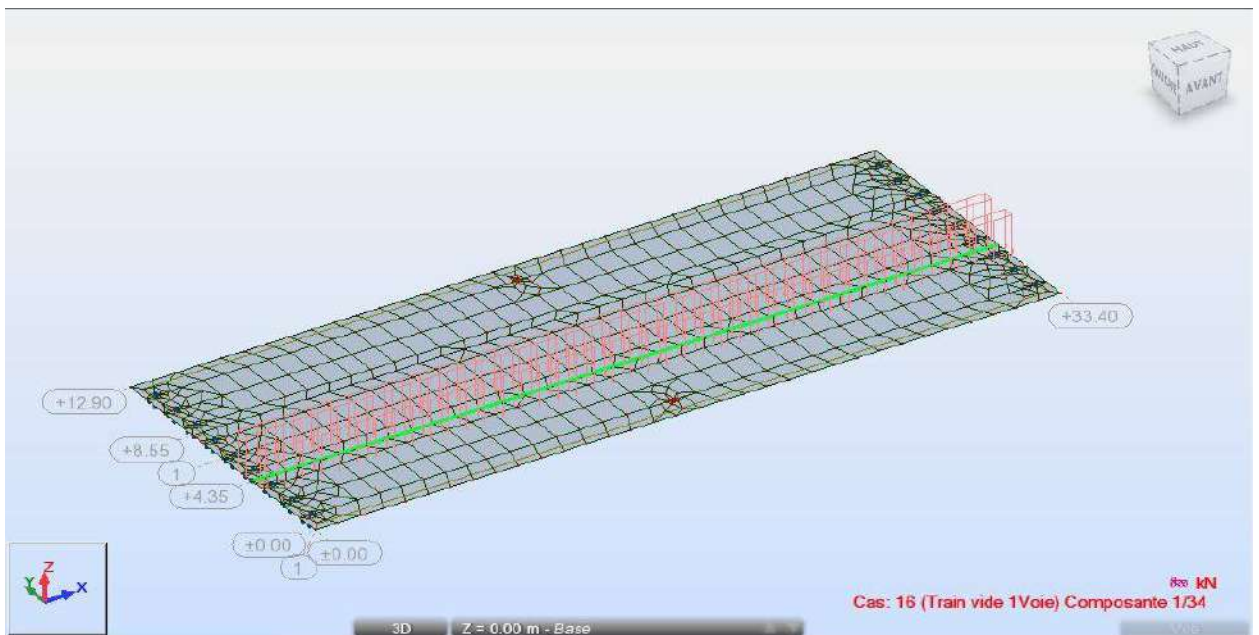


Figure IV. 20 Diagramme des charges train vide

UIC 71 :
 Deux voies chargées :
 ✓ Moment fléchissant :

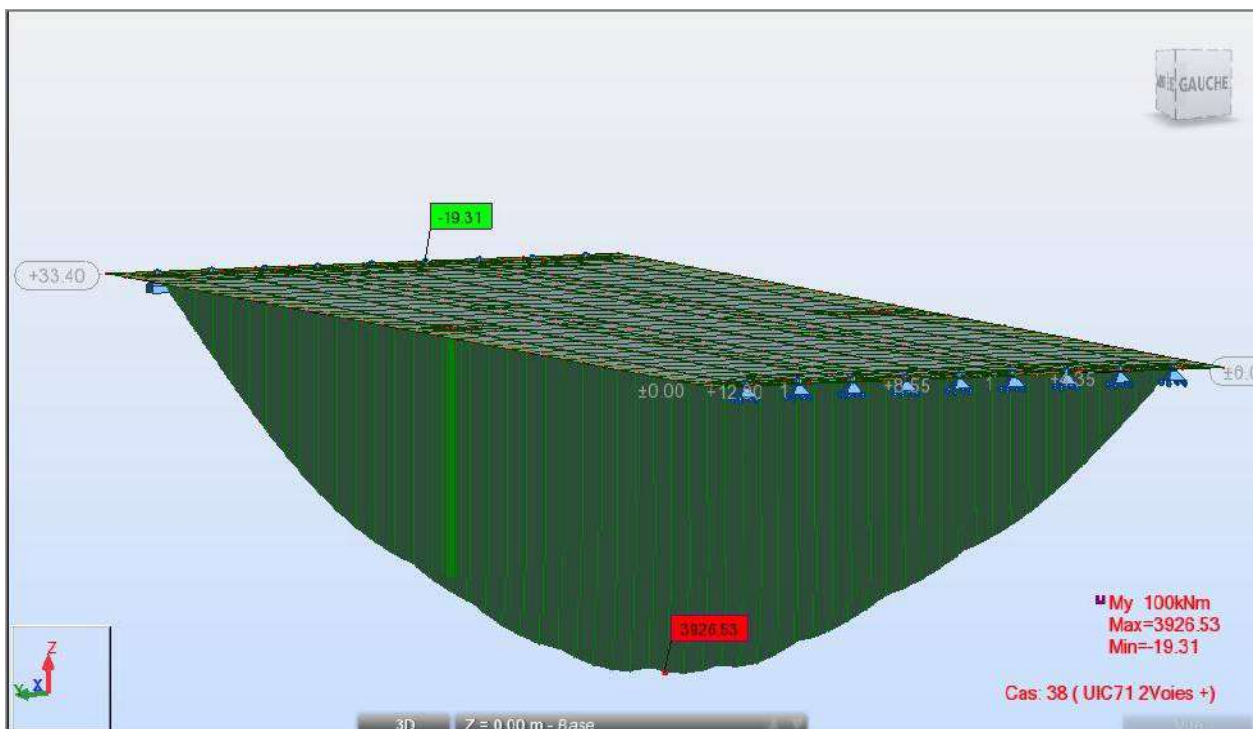


Figure IV. 21 Diagramme moment UIC71 2voies (groupe de charges 11 12 13)

SW/0 :

Deux voies chargées :

✓ Moment fléchissant :

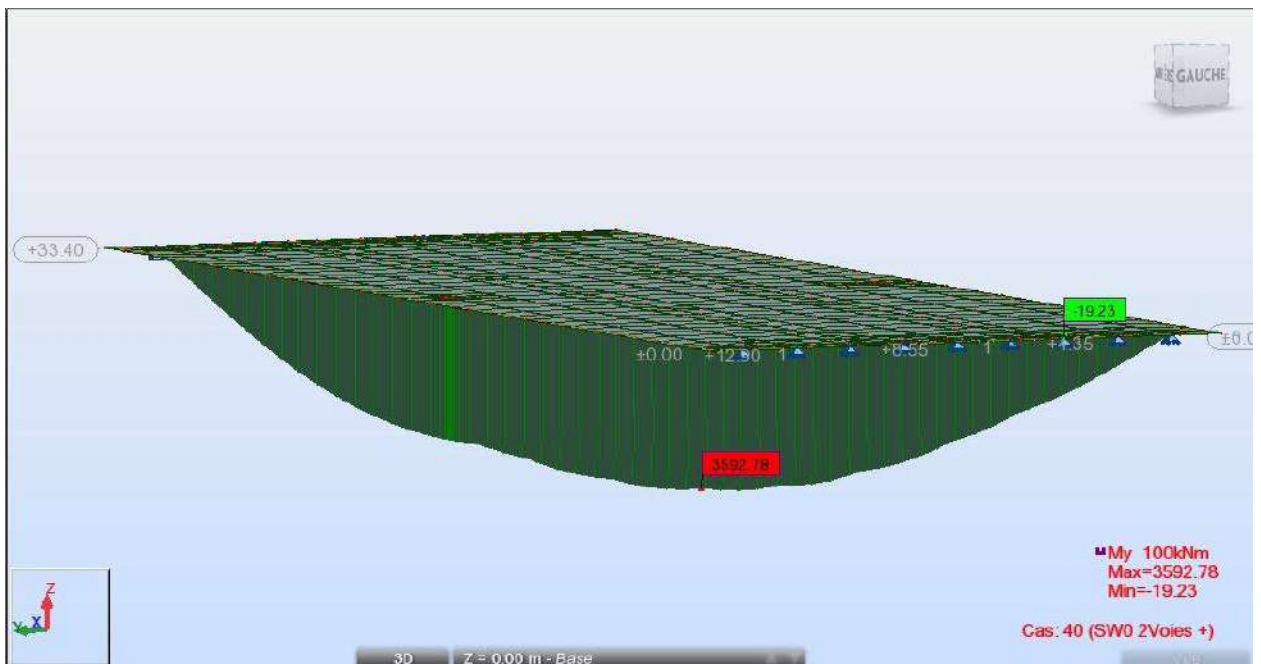


Figure IV. 22 Diagramme moment SW0 2voies (groupes de charges 11 12 13)

UIC 71 :

01voie chargée :

✓ Moment fléchissant :

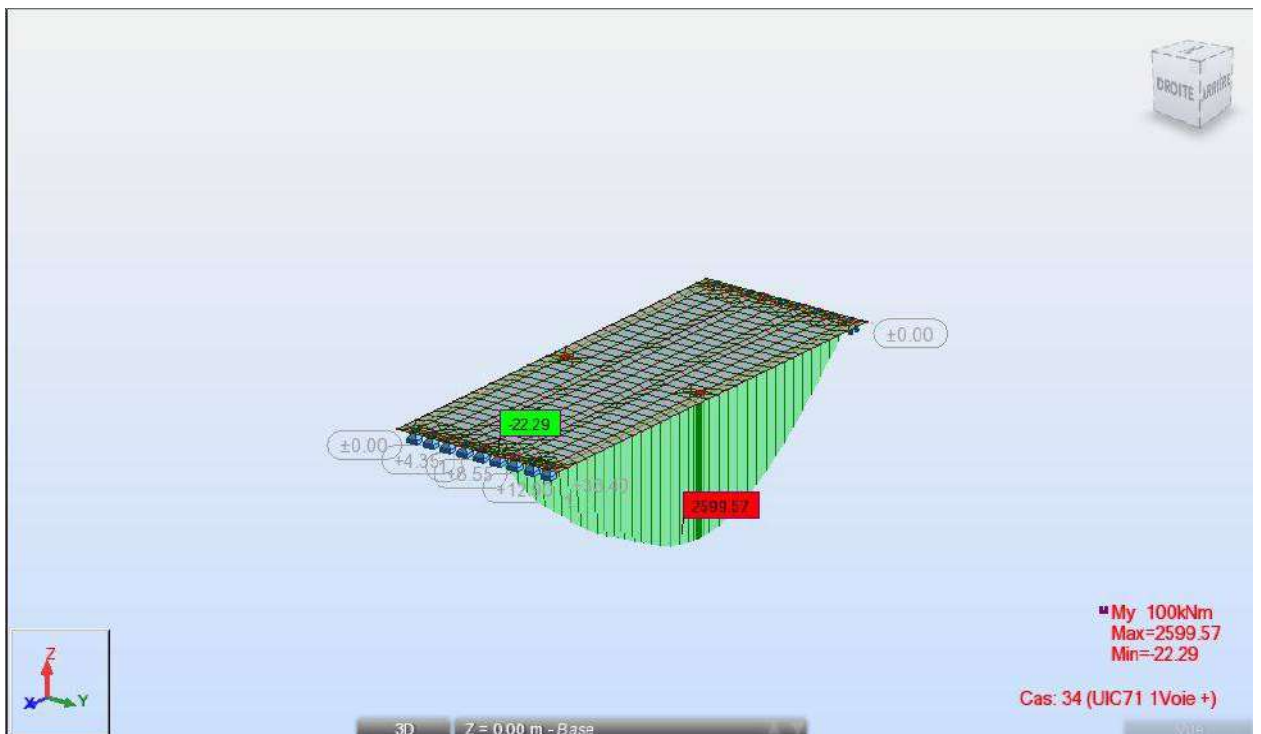


Figure IV. 23 Diagramme moment UIC71 (groupes des charges 1 2 3)

UIC 71 et SW2 :

✓ Moment fléchissant :

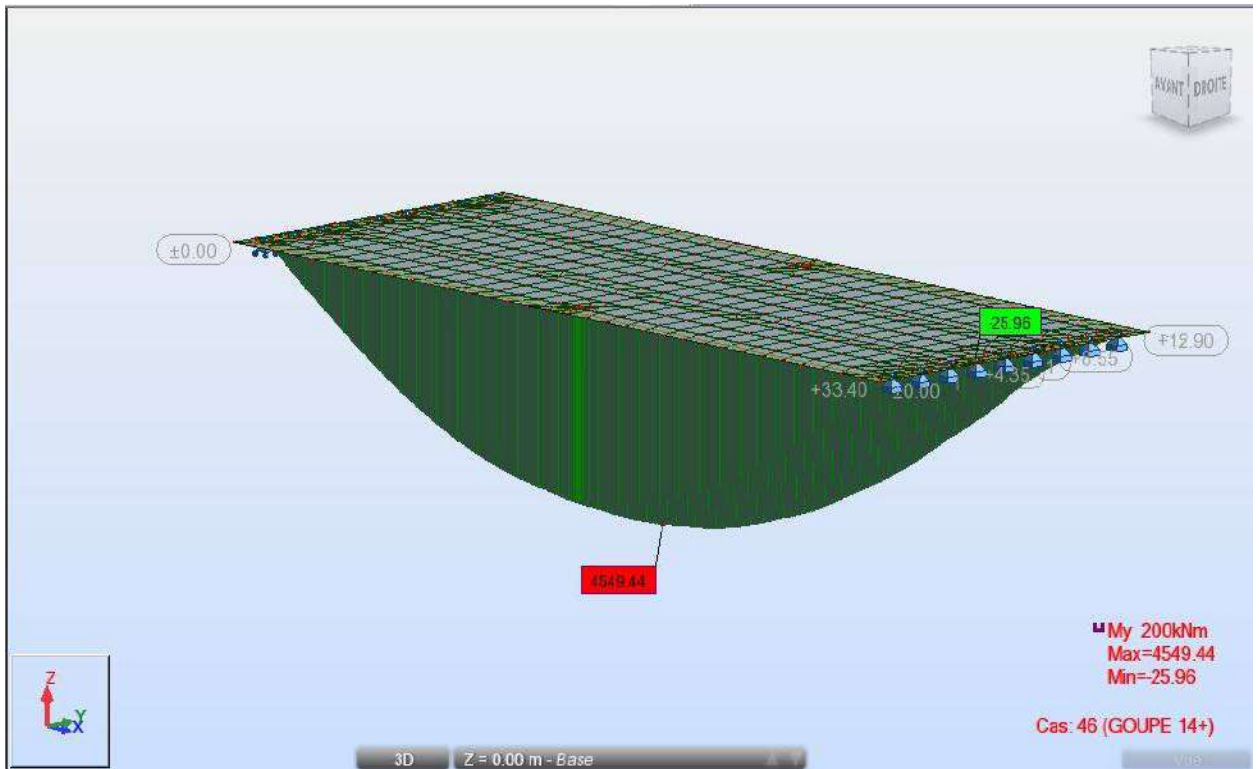


Figure IV. 24 Diagramme moment UIC 71 + SW2 (goupe de charge 14)

ELS (moment max) :

✓ Moment fléchissant :

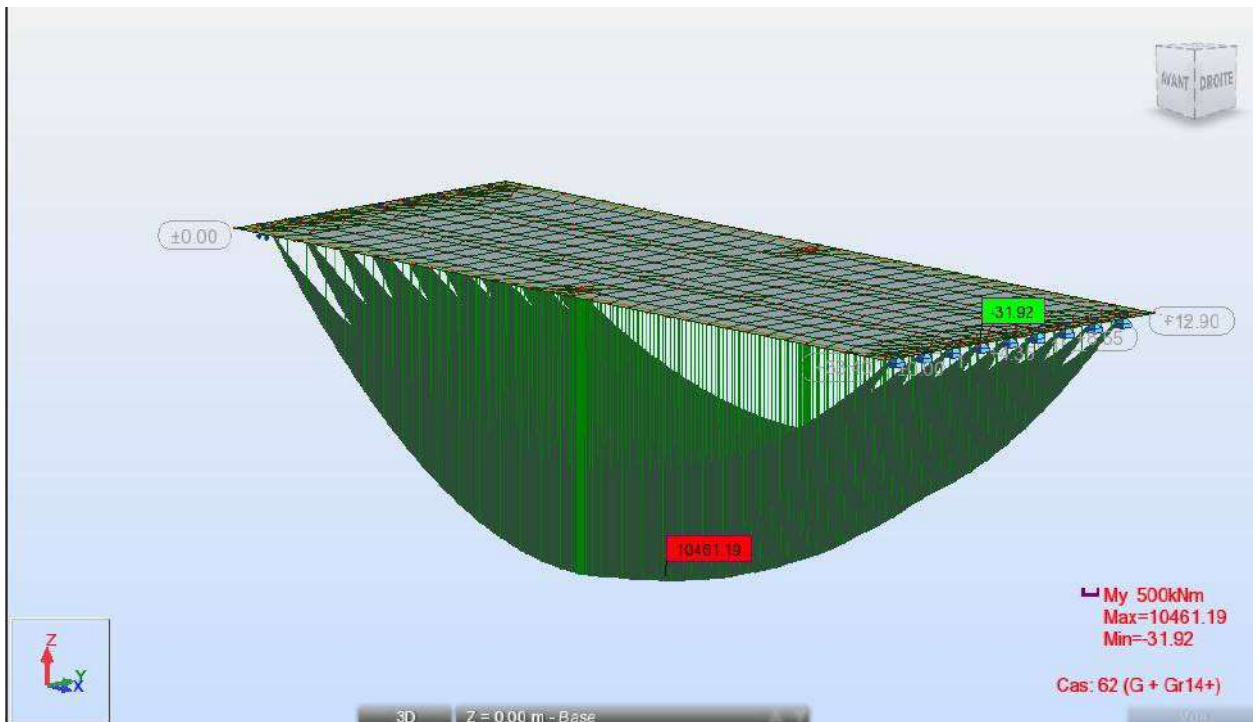


Figure IV. 25 Diagramme moment Max ELS

ELS (Effort tranchant max) :

- ✓ Effort tranchant :

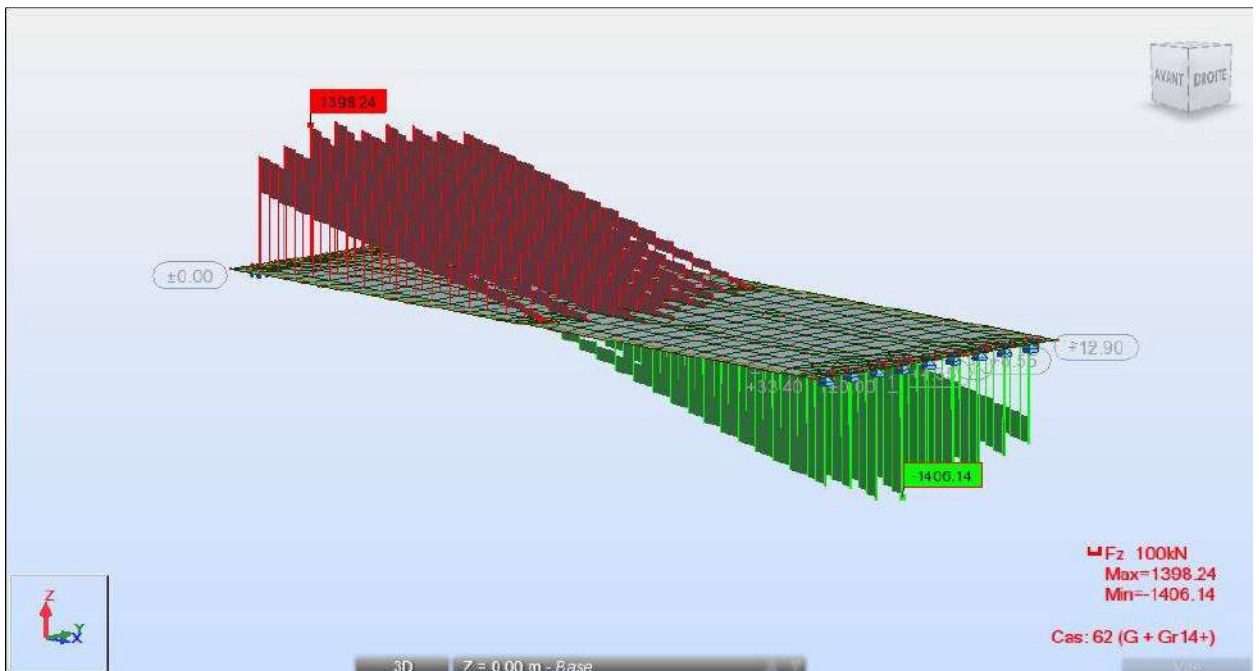


Figure IV. 26 Diagramme effort Max ELS

Réaction max (ELS) :

- ✓ Réactions :

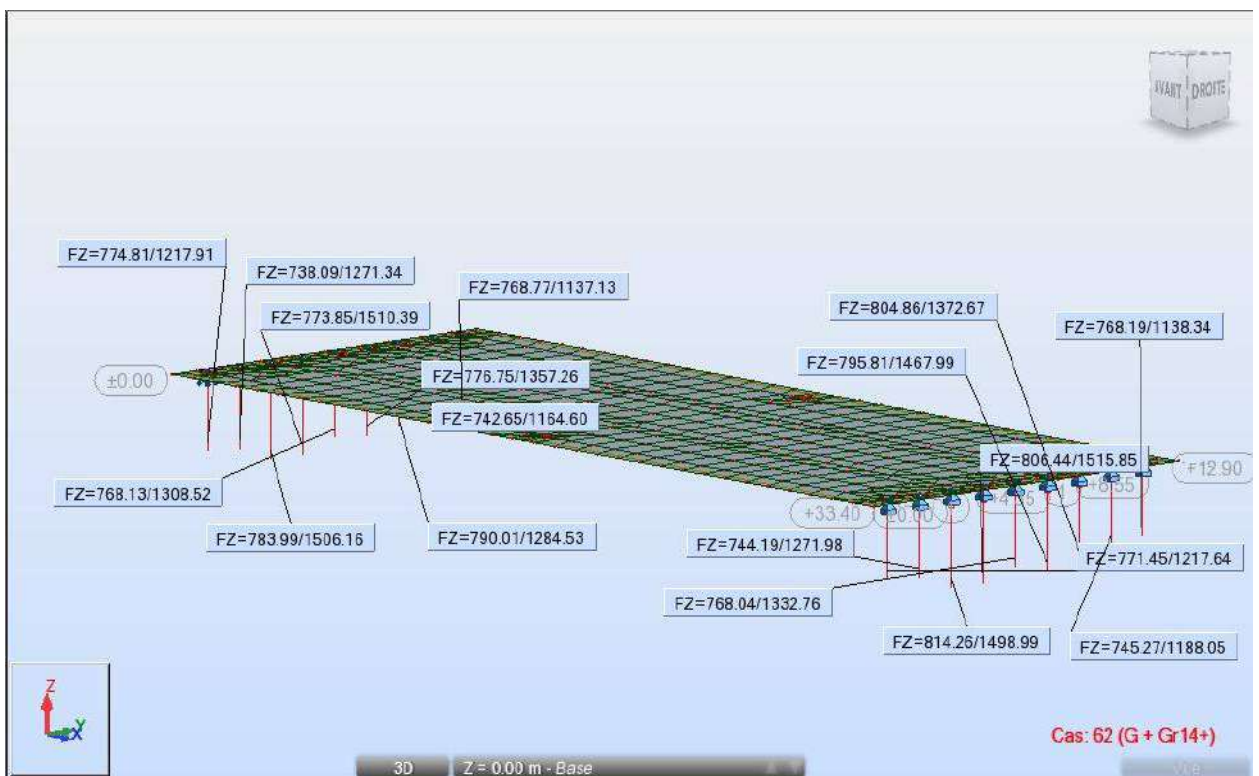


Figure IV. 27 Diagramme des réactions Max ELS

Poutre plus selle (moment max ELS) :

- ✓ Moment fléchissant :

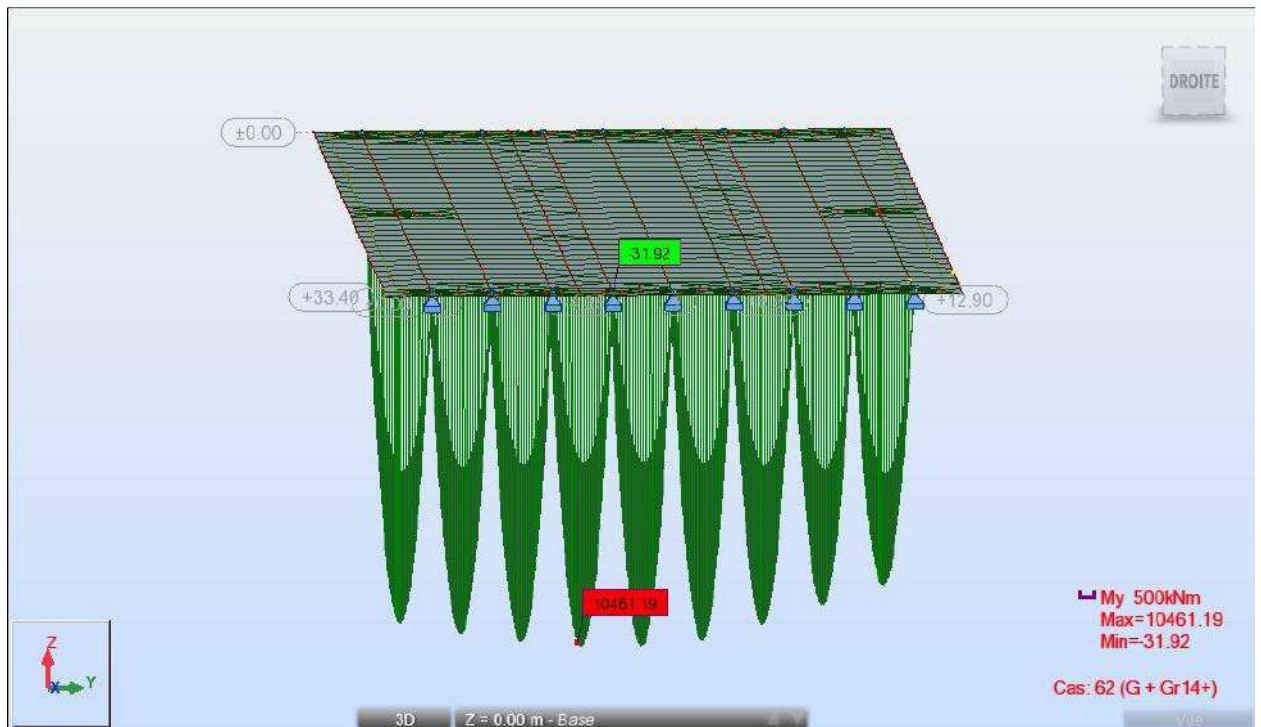


Figure IV. 28 Diagramme moment Max ELS poutre plus sollicitation

Poutre plus selle (moment max ELS) :

- ✓ Moment fléchissant :

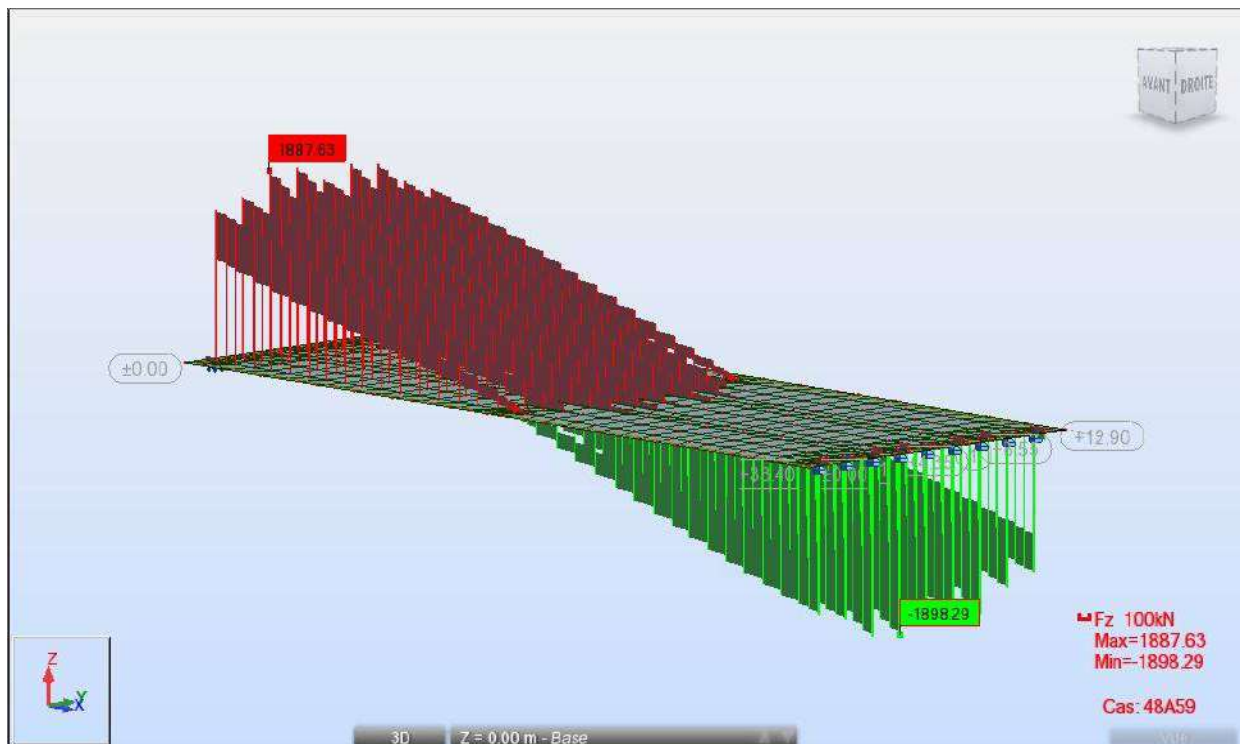


Figure IV. 29 Diagramme effort tranchant Max ELU

Réaction max (ELU) :

✓ Réaction :

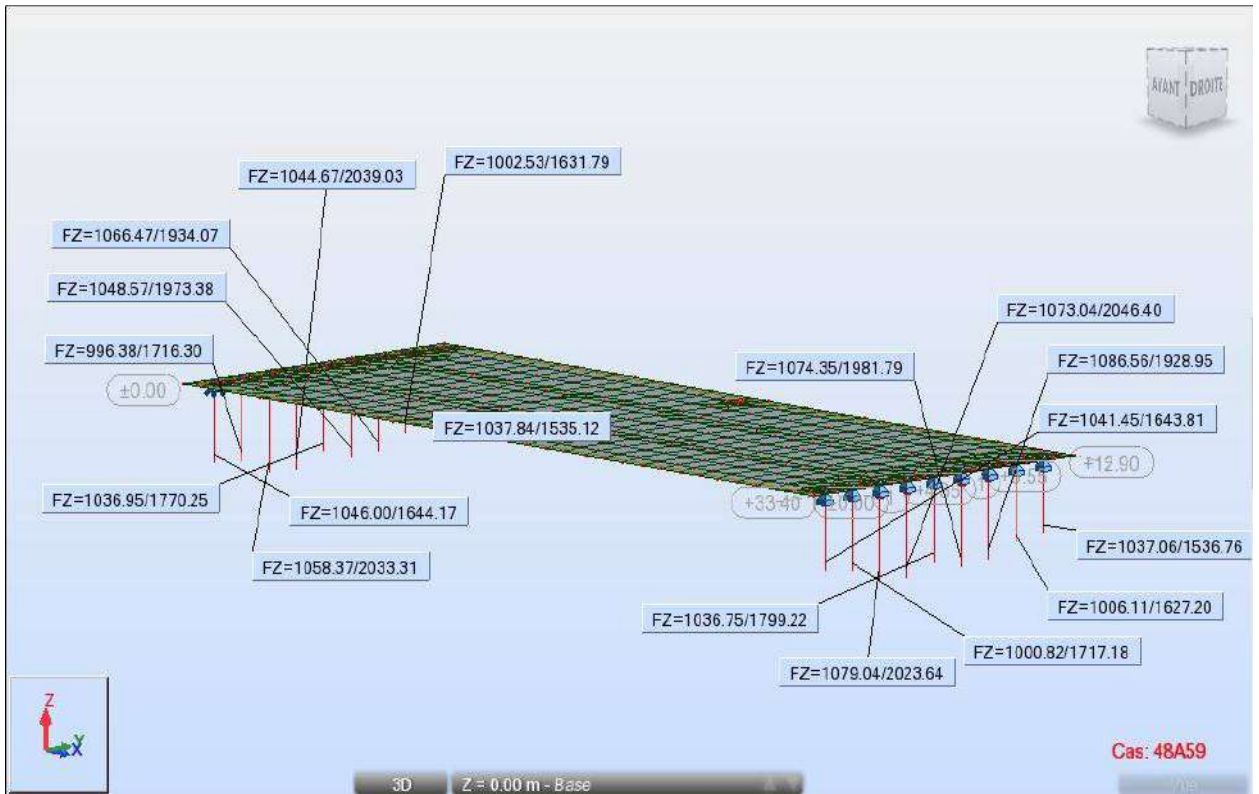


Figure IV. 30 Diagramme des réactions Max ELU

La flèche max (ELS) :

✓ la flèche :

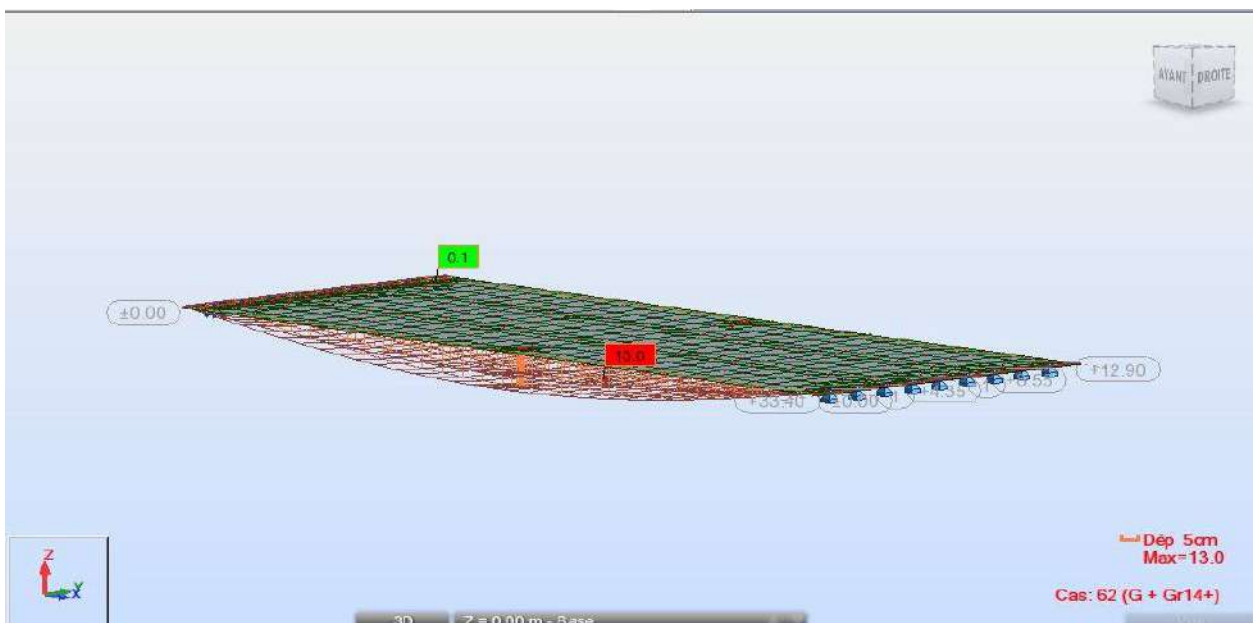


Figure IV. 31 Diagramme de la flèche Max ELS

CONCLUSION :

On conclut que modélisation pont est donnée les efforts tranchantes et les moments fléchissant (maximum, minimale) pour toute les charges appliques sur pont, on va entamer le chapitre suivant qui portera sur l'étude de la précontrainte.

*Chapitre V : étude la
précontrainte*

V.1 Introduction :

Ce chapitre portera sur le dimensionnement, la détermination du tracé des câbles, le calcul des pertes (instantanées et différées), la vérification des contraintes normales et tangentielles à l'E.L.U et l'E.L.S, et on finira par calculer les déformations.

V.2 Principe de la précontrainte :

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre Le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton. La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués.

La précontrainte peut être appliquée au béton:

- soit par pré-tension (mise en tension des aciers avant coulage du béton).
- soit par post-tension (mise en tension de câbles après durcissement du béton). Par calculer les déformations.

V.3 Les Procèdes de la Précontrainte :

V.3.1 Précontrainte par pré-tension :

Dans ce type de précontrainte les armatures sont tendues avant bétonnage (dans des bancs de précontraintes) à l'aide de vérins entre deux massifs d'encrage. Le béton frais est mit au contact des armatures. Lorsqu'il acquit une résistance suffisante, on libère la tension des câbles, qui se

transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les câbles détendus veulent reprendre leurs longueurs initiale, mais leurs adhérences au béton empêche se raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton).cette technique est uniquement appliquer à la fabrication.

V.3.2 Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en ouvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

Une précontrainte par post-tension interne.

Une précontrainte par post-tension externe.

V.4 calcul du nombre des câbles :

V.4.1 Caractéristiques et données :

- **Caractéristiques de la poutre :**

	Poutre seul		Poutre + dalle	
	about	médiane	about	médiane
$B_n (m^2)$	0.8237	0.6924	1.2084	1.07711
$I_n (m^4)$	0.1881	0.2196	0.43911	0.40113
ρ_{net}	0.6796	0.8179	0.690	0.831
e_0	-0.752	-0.8557	-0.8357	0.12

Tableau V. 1 Caractéristique de poutre

▪ **Caractéristiques des câbles :**

Type de câble	15T15S
Aire nominal de chaque toron	140 mm ²
Aire nominal de l'acier A _p	1800 mm ²
Diamètre de la gaine	150 mm
Tension minimale de rupture f _{prg}	1800MPa
Constraint élastique garantie f _{peg}	1600MPa
Module d'élasticité	195 000 MPa
Relaxation à 1000 heures	2.5 %

Tableau V. 2 Les caractéristiques des câbles

V.5 Précontrainte minimale :

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte P min qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est:

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

Avec :

P_I: Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sous critique

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sur critique.

▪ **Les moments :**

Moment dû à la surcharge G+UIC71+SW0 à l'ELS	M _{max} = 62.3060 t.m
Moment dû à charges permanentes	M _{min} = 3.192t.m
$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$	$\Delta M = 59.114t.m$

Tableau V. 3 Les moments

▪ Les contraintes admissibles

D'après le BPEL 91 :

	En construction	En service
En compression	$\sigma_{bc1} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc2} = 0,5 f_{c28} = 20 \text{ MPa}$
En traction	$\sigma_{bt1} = - 0.7 f_{t28} = -4.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{bt2} = -3 \text{ MPa}$

Tableau V. 4 résultat des contraintes ELS et ELU

V.6 Dimensionnement :

La valeur minimale du précontraint est donnée par l'expression :

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho B (V \overline{\sigma_{bt2}} + v' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho h}$$

$$P_{II} = \frac{\rho \cdot V \cdot B (\overline{\sigma_{bt2}} + M_{max})}{\rho h + V + d'}$$

Alors :

$$P_I = \frac{\Delta M + Bn (V \sigma_{bt2} + v' \sigma_{bt1})}{n + V' + d'} \quad \text{(section sur critique)}$$

$$P_{II} = \frac{\rho n \cdot V \cdot Bn (\sigma_{bt2} + M_{max})}{\rho n \cdot V + V' + d'} \quad \text{(section sur critique)}$$

On aura :

$$P_I(t) = 68.511, P_{II}(t) = 42.118t$$

On constate que : $P_I > P_{II} \rightarrow$ La section est sur critique donc : $P_{min} = 68.511t$.

V.7 Détermination du nombre de câbles :

D'après le BPEL, l'évaluation de la force exercée par un câble de précontrainte est comme suit :

$$P_0 = \min (0.9 f_{peg} A_p ; 0.8 f_{prg} A_p)$$

$$P_0 = \min (0.9 \times 1600 \times 1800 \times 10^{-6} ; 0.8 \times 1800 \times 1800 \times 10^{-6}) = 2.592 \text{ MN}$$

On estime les pertes de précontrainte à 30% de P_0 donc :

Donc : $n \geq 3.78$, alors on aura 4 câbles de **15T15**.

V.8 Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

$$n \times P_0 \leq B_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h}$$

$$n \times P_0 = 7.05024 \text{ MN}$$

$$B_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h} = -46.93 \text{ MN}$$

Condition non vérifiée.

V.9 Détermination de nombre de câbles à l'about :

Les câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle ; les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0.

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

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1.5 f_{tj} = \sigma_{bt}$$

σ_{sup}	5,48	vérifiée
σ_{inf}	0,52117807	vérifiée

Donc : on prend $n=2$ parce que $n < \begin{cases} 4.2641 \\ 3.3216 \end{cases}$

V.10 Vérification de la section médiane :

V.10.1 7ème jour : On tire les 2 câbles d'about à 50% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10% :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

Si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{c7} = j / (4.76 + (0.83 \times j)) \times f_{c28} \rightarrow f_{c7} = 7 / (4.46 + (0.83 \times 7)) \times 40 = 26.49 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times 26.49 = 2.19 \text{ MPa}$$

$$P = 0,9.P_0.n \rightarrow P = 0,5 \times 2.33 \times 2 = 2.33 \text{ MN}$$

σ_{sup}	5,48	vérifiée
σ_{inf}	0,521	vérifiée

V.10.2 28ème jour : On tire les câbles d'about à 100% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10% :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

Si $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{c7} = j / (4.76 + (0.83 \times j) \times f_{c28}) \rightarrow f_{c7} = 7 / (4.46 + (0.83 \times 7) \times 40) = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$P = 0,9.P0 .n = 0,9 \times 4.6656 \times 2 = 7.726 \text{ MN}$$

σ_{sup}	2.424	vérifiée
σ_{inf}	12.552	vérifiée

V.11 Tracé des câbles :

V.11.1 Disposition constructive des câbles

➤ **Section médiane :**

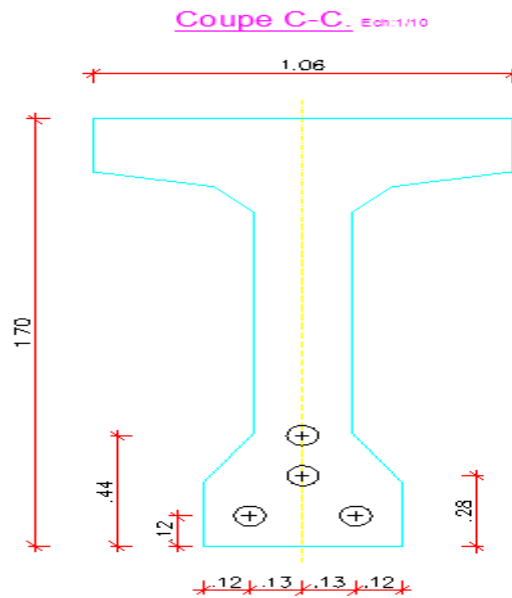


Figure V. 1 La disosition des câbles de la section médire

➤ **Section d'about :**

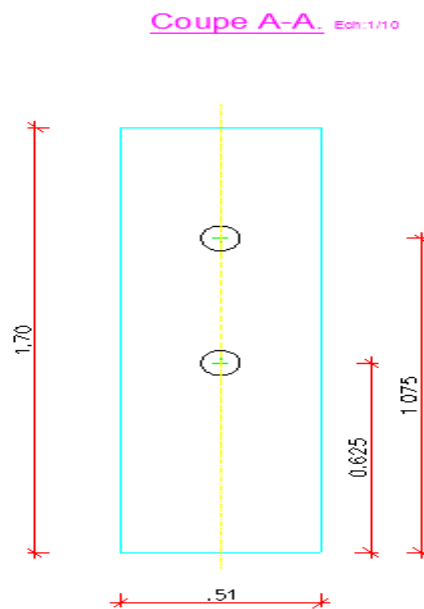


Figure V. 2 La disposition des câbles de la section à l'about

câble	$\alpha(^{\circ})$	Yi (m)	yk (m)	X _k (m)	Xd	a _i (m)	d _i (m)
1	11,0000	0,6250	0,4850	3,9265	12,2735	0,0248	0,1400
2	14,0000	1,0750	0,9350	6,4615	9,7385	0,0193	0,1400
3	25,0000	1,7000	1,4000	6,0046	7,9954	0,0388	0,3000
4	25,0000	1,7000	1,2400	5,3184	6,8316	0,0438	0,4600

Tableau V. 5 Valeur de Xd et Xk

V.12 Position et analyse de chaque câble en différentes sections :

$$y_i = \alpha_i (x_{ki} - x_i)^2 + d_i$$

$$\text{tg } \alpha_i = 2a_i (x_{ki} - x_i)$$

Position		-0,5	0	2,200		4,050		8,1	12,15	16,2
Caractéristique				-ε	ε	-ε	+ε			
1	Yi (m)	0,625	0,522	0,214	0,214	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140
	αi (°)	12,360	11,000	4,885	4,885	-0,350	-0,350	0,000	0,000	0,000
2	Yi (m)	1,075	0,946	0,490	0,490	0,252	0,252	0,140	0,140	0,140
	αi (°)	15,036	14,000	9,338	9,338	5,316	5,316	0,000	0,000	0,000
3	Yi (m)	0,000	0,000	0,000	1,700	0,970	0,970	0,300	0,300	0,300
	αi (°)	0,000	0,000	0,000	25,000	17,882	17,882	0,465	0,000	0,000
4	Yi (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,700	0,531	0,460	0,460
	αi (°)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	25,000	6,346	0,000	0,000
Câble moyen	Yi (m)	0,850	0,734	0,352	0,801	0,454	0,766	0,278	0,260	0,260
	αi (°)	13,698	12,500	7,112	13,074	7,616	11,962	1,703	0,000	0,000

Tableau V. 6 Positions et angles des différents câbles

V.13 Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte :

D'une façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories:

Les pertes instantanées :

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées:

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers

V.14 Les pertes instantanées :**V.14.1 Les Pertes par frottement :**

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 + f_{sc} \alpha(x) - \phi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{frott}} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

F et ϕ sont définis dans les textes d'agrément des différents procédés de précontrainte

f : Coefficient de frottement en courbe et vaut $0,16 \text{ rad}^{-1}$

θ_x : Angle du câble à une distance (x)

$\theta_{-0.5}$: Angle du câble à $x = 0$

Φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

$$\Phi = 1.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{p_0}{A_p}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{2.592}{1800} \times 10^6 = 1440 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des pertes par frottement :

V.14.2 Pertes par glissement (recul d'ancrage) :

À la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement. Il y a perte de tension. L'importance du recule d'ancrage dépend du procédé utilisé. La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elles sont équilibrées par les frottements entre la gaine et le câble.

Pour tous les câbles :

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x)$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

N° câble	1	2	3	4
L_{AB}	4,4265	6,9615	6,5046	5,8184
gE_P	292,500	292,500	292,500	292,500
d	5,017	5,029	3,994	3,809
σ_M	1375,849	1381,837	1366,767	1363,213

Tableau V. 7 Résultats pertes par glissement

Cable01:

g	0,002	L_{AB}	4,427
E_p	195000	L_{bc}	12,273
gE_p (MPa)	292,500	σ_c	1342,201

La longueur du glissement du bloc d'ancrage est donnée par :

$$d = \sqrt{\frac{gE_P L_{AB}}{\sigma_A - \sigma_B}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.002 \times 195000 \times 4.427}{1440 - 1375.849}} = 4.533m$$

Donc : $d = 4.533m > l_{AB} = 4.427m \rightarrow d$ où $M \notin [AB] \Rightarrow M \in [BC]$

$$(\sigma_a - \sigma_B) L_{AB} + (\sigma_P - \sigma_C) \frac{x^2}{L_{AB}} + 2x \frac{l_{AB}}{l_{BC}} (\sigma_B - \sigma_C) = g \cdot E_p$$

On prend : $x = 0.590m$ et $d = 4.533m$

$$\sigma_M = \sigma_B + \frac{\sigma_c - \sigma_B}{l_{BC}}$$

Câble	d (m)	σ_M (MPa)
1	5.017	1375,8486
2	5.029	1381,8375
3	3.994	1366,7669
4	3.809	1363,2128

Tableau V. 8 Valeurs de d et de σ_M

Les pertes par glissement pour chaque câble sont données dans le tableau (IX.10) :

Avec :

$$\sigma'_p(x) = \sigma_A - 2 (\sigma_A - \sigma_M)$$

$$(\Delta\sigma_p)_g(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

Câble	Position	0	0,5	2,7	2,7	4,55	4,55	8,35	12,525	16,7
		-0,5	0	2,2		L/8		L/4	3L/8	L/2
				-ε	+ε	-ε	+ε			
1	$\sigma_p(x)$	1440,00	1433,09	1402,17	1402,17	1375,79	1375,79	1366,25	1354,23	1342,20
	$\sigma'_p(x)$	1311,70	1318,61	1349,53	1349,53	1375,91	1375,91	1385,45	1397,47	1409,50
	$(\Delta\sigma_p)_g(x)$	128,30	114,48	52,64	52,64	-0,13	-0,13	-19,20	-43,25	-67,29
2	$\sigma_p(x)$	1440,00	1434,39	1409,31	1409,31	1387,81	1387,81	1355,49	1343,46	1331,44
	$\sigma'_p(x)$	1323,67	1329,28	1354,36	1354,36	1375,86	1375,86	1408,19	1420,21	1432,23
	$(\Delta\sigma_p)_g(x)$	116,33	105,11	54,95	54,95	11,95	11,95	-52,70	-76,75	-100,79
3	$\sigma_p(x)$	/	/	/	1440,00	1406,05	1406,05	1325,07	1311,17	1299,15
	$\sigma'_p(x)$	/	/	/	1293,53	1327,49	1327,49	1408,46	1422,36	1434,38
	$(\Delta\sigma_p)_g(x)$	/	/	/	146,47	78,56	78,56	-83,40	-111,19	-135,24
4	$\sigma_p(x)$	/	/	/	/	/	1440,00	1354,04	1316,50	1304,48
	$\sigma'_p(x)$	/	/	/	/	/	1286,43	1372,38	1409,92	1421,95
	$(\Delta\sigma_p)_g(x)$	/	/	/	/	/	153,57	-18,34	-93,42	-117,47
$(\Delta\sigma_p)_g(x)1$		122,31	109,80	53,79	53,79	5,91	5,91	0,00	0,00	0,00
$(\Delta\sigma_p)_g(x)2$		0,00	0,00	0,00	146,47	78,56	116,07	0,00	0,00	0,00

Tableau V. 9 Les pertes par glissement pour chaque câble

V.15 Perte de tension par raccourcissement du béton :

V.15.1 Effet de la 1ere famille sur elle-même :

$$e_{p1} = -v' + y_1$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1} + n \cdot A_p [\sigma_{p0} - ((\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_g + \Delta\sigma_{rac})] \left[\frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

Avec :

E_p : Module de Young.

n : Nombre de câbles tirés ($n=2$)

$\Delta\sigma_{cj}$: Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen.

E_{bij} : Module d'élasticité longitudinale du béton.

Câble moy	0	0,5	2,7	2,7	4,55	4,55	8,35	12,525	16,7
Position	-0,5	0	2,2	2,2	4,05	4,05	8,1	12,15	16,2
$M_g(m)$	0,000	0,000	0,656	0,656	1,133	1,133	1,943	2,429	2,591
$e_{p1} (m)$	0,000	-0,118	-0,618	-0,613	-0,776	-0,771	-0,861	-0,862	-0,862
$I_n (m^4)$	0,199	0,199	0,240	0,243	0,244	0,241	0,231	0,231	0,231
$B_n (m^2)$	0,854	0,854	0,852	0,845	0,845	0,839	0,703	0,703	0,703
$V'_n(m)$	0,850	0,852	0,970	0,965	0,972	0,967	1,001	1,002	1,002
α	1,171	1,241	2,763	2,726	3,654	3,652	4,633	4,641	4,641
β	0,000	0,000	-1,686	-1,652	-3,608	-3,618	-7,247	-9,075	-9,680
$\Delta\sigma_{rac}(MPa)$	14,391	15,326	30,478	30,107	37,553	37,503	40,045	34,889	32,801

Tableau V. 10 Effet de la 1ère famille sur elle-même

V.15.2 Effet de la 2ème famille sur elle-même :

Câble moy	-0,5	0	2,2	2,2	4,05	4,05	8,1	12,15	16,2
Position	0	(L/8)		(L/8)	(L/8)		L/4	3L/8	L/2
$M_g(2m)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$e_{p1}(m)$	0,199	0,199	0,240	0,243	0,244	0,241	0,231	0,231	0,231
$I_n(m^4)$	0,199	0,199	0,240	0,243	0,244	0,241	0,231	0,231	0,231
$B_n(m^2)$	0,488	0,477	0,477	0,000	0,477	0,477	0,446	0,446	0,446
$V'_n(m)$	0,403	0,412	0,400	0,000	0,404	0,401	0,437	0,437	0,437
α	2,249	2,295	2,337	2,339	2,340	2,338	2,474	2,474	2,474
β	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\Delta\sigma_{rac}(MPa)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau V. 11 Effet de la 2ème famille sur elle-même

Le câble de cette famille est tiré en dernier donc : $\Delta\sigma_{rac} = 0$

V.16 Pertes différées :

V.16.1 Pertes par retrait du béton:

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension. Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

t_0	t_1	$E_r=3.10^{-4}$	E_b
28	63	0.0003	37619.47

Position		-0,5	0	2,7	2,7	4,55	4,55	L/4	3L/8	L/2
				-ε	+ ε	-ε	+ ε			
Périmètre	P	4,420	4,420	5,552	5,552	5,552	5,552	5,651	5,651	5,651
	P+D	6,700	6,700	6,712	6,712	6,712	6,712	6,811	6,811	6,811
r _m (p) (cm)		19,328	19,269	15,226	15,226	15,226	15,111	12,446	12,446	12,446
r _m (p+d)(cm)		0,000	18,795	18,717	18,622	18,622	18,528	16,273	16,273	16,273
au 28 ^{ème} jour	r(t ₀)	0,139	0,139	0,170	0,170	0,170	0,171	0,200	0,200	0,200
au 63 ^{ème} jour	r(t ₀)	1,000	0,271	0,272	0,273	0,273	0,274	0,301	0,301	0,301
1 ^{ère} famille		50,389	50,368	48,575	48,575	48,575	48,512	46,801	46,801	46,801
2 ^{ème} famille		0,000	0,000	0,000	42,518	42,518	42,458	40,905	40,905	40,905

Tableau V. 12 Pertes par retrait du béton

V.16.2 Pertes par relaxation des armatures :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

1^{er} famille :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta \sigma_{f1} + \Delta \sigma_{g1} + \Delta \sigma_{rac2/1} + \Delta \sigma_{rac1/1} + \Delta \sigma_{rac c/1} + \Delta \sigma_{rac d/1})$$

2^{ème} famille :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta \sigma_{f2} + \Delta \sigma_{g2} + \Delta \sigma_{rac c/2} + \Delta \sigma_{rac2/2} 2)$$

		-0,5	0	2,2	2,2	4,05	4,05	L/4	3L/8	L/2
				-ε	+ ε	-ε	+ ε			
1 ^{ère} famille	σ _{pi} (x)	1303,295	1308,617	1332,287	1334,886	1324,44	1345,4	1281,7	1285,3	1279,9
	μ	0,701	0,704	0,716	0,718	0,712	0,723	0,689	0,691	0,688
	Δ σ _{p1} (x)	52,920	53,697	57,212	57,603	56,037	59,210	49,811	50,332	49,569
2 ^{ème} famille	σ _{pi} (x)	0,000	0,000	0,000	1290,49	1330,81	1306,05	1358,67	1338,73	1328,36
	μ	0,000	0,000	0,000	0,694	0,715	0,702	0,730	0,720	0,714
	(Δσ _p (x)) _p	0,000	0,000	0,000	51,068	56,990	53,322	61,236	58,184	56,624

Tableau V. 13 Pertes par relaxation des armatures

V.16.3 Pertes par fluage :

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension. La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

1ere famille:(28^{ème}jour) :

$$\sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \times e_{n1} + n A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inf})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}^2}{I_n} \right]$$

$$\sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \times e_{n1} + n A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}^2}{I_n} \right] + n A (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}e_{n2}}{I_n} \right]$$

Avec : σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Position		-0,5	0	2,2	2,2	4,05	4,05	8,1	12,15	16,2
				-ε	+ε	-ε	+ε			
M_g^P (x)	(ps)	0,000	0,000	0,656	0,656	1,133	1,133	1,943	2,429	2,591
I_n	(ps)	0,199	0,199	0,240	0,243	0,244	0,241	0,231	0,231	0,231
B_n	(ps)	0,854	0,854	0,852	0,845	0,845	0,839	0,703	0,703	0,703
e_{p1}	(ps)	0,000	-0,118	-0,618	-0,613	-0,776	-0,771	-0,861	-0,862	-0,862
$\Delta\sigma f + \Delta\sigma g + \Delta\sigma l/l$ (PS)		136,705	131,383	118,531	118,160	101,665	101,615	119,176	126,044	135,980
P1(PS)		4,692	4,711	4,757	4,759	4,818	4,818	4,755	4,730	4,694
$\sigma M(PS)$		5,492	5,845	11,457	11,321	13,996	13,977	14,783	12,879	12,108
MG		0,000	0,000	1,601	1,601	2,766	2,766	4,742	5,927	6,322
$\Delta\sigma f1$		1208,806	1213,502	1236,036	1238,308	1229,168	1247,626	1193,390	1196,612	1191,890
pf1		4,352	4,369	4,450	4,458	4,425	4,491	4,296	4,308	4,291
(P+D) $I_n(m^4)$		0,472	0,453	0,453	0,451	0,452	0,461	0,423	0,422	0,422
(P+D) $B_n(m^2)$		1,259	1,259	1,256	1,250	1,250	1,244	1,108	1,108	1,108
(P+D) e_{p1}		-0,322	-0,439	-0,901	-0,899	-1,060	-1,057	-1,171	-1,172	-1,172
(P+D) e_{p2}		0,000	0,000	0,000	0,449	-0,286	0,079	-0,896	-0,932	-0,932
$\Delta\sigma f2$		0,000	0,000	0,000	1205,424	1240,804	1219,160	1266,736	1249,341	1240,277
pf2		0,000	0,000	0,000	2,170	2,233	4,389	4,560	4,498	4,465
$\sigma_b(a_1 * \Delta\sigma f1 + b_1 * \Delta\sigma f2 + c_1)$										
σ_b	a1	-0.004	-0.004	-0.009	-0.009	-0.012	-0.012	-0.015	-0.015	-0.015
	b1	0.000	0.000	0.000	-0.000	-0.003	-0.002	-0.012	-0.013	-0.013
	c1	4.755	5.748	8.935	8.935	12.623	11.951	22.011	18.888	17.529
$\Delta\sigma f1(a_2 * \Delta\sigma f1 + b_2 * \Delta\sigma f2 + c_2)$										
$\Delta\sigma f1$	a2	-0.019	-0.023	-0.048	-0.048	-0.061	-0.060	-0.077	-0.078	-0.078
	b2	0.000	0.000	0.000	0.001	-0.014	-0.012	-0.063	-0.065	-0.065
	c2	53.114	60.093	106.713	104.997	137.976	134.398	190.721	164.663	153.621

Tableau V. 14 Pertes par fluage dans les câbles

V.17 Pertes totales par famille:

Les résultats finaux des pertes sont représentées dans le tableau suivant :

	Position	-0,5	0	2,7	2,7	4,55	4,55	L/4	3L/8	L/2
				-ε	+ ε	-ε	+ ε			
1^{ère} famille	$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	136,705	131,383	107,713	105,114	115,560	94,520	158,300	154,644	160,002
	$\Delta\sigma_{diff}(MPa)$	146,617	153,871	198,046	196,763	224,334	223,835	254,415	231,159	220,775
	$\Delta\sigma_{tot}(MPa)$	283,322	285,254	305,760	301,877	339,894	318,355	412,715	385,803	380,777
	$\% \Delta\sigma_{TOT}$	19,675	19,809	21,233	20,964	23,604	22,108	28,661	26,792	26,443
2^{ème} famille	$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	0,000	0,000	0,000	149,502	109,187	133,947	81,330	101,267	111,632
	$\Delta\sigma_{diff}(MPa)$	0,000	0,000	0,000	123,460	163,270	157,792	278,251	261,573	251,993
	$\Delta\sigma_{tot}(MPa)$	0,000	0,000	0,000	272,961	272,457	291,738	359,581	362,841	363,625
	$\% \Delta\sigma_{TOT}$	0,000	0,000	0,000	18,956	18,921	20,260	24,971	25,197	25,252

Tableau V. 15 Récapitulatif des pertes de tension totale par famille

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant:

Position	-0,5	0	2,7	2,7	4,55	4,55	L/4	3L/8	L/2
			-ε	+ ε	-ε	+ ε			
$\Delta\sigma_{tot}(MPa)$	283,322	285,254	305,760	287,419	306,175	305,047	386,148	374,322	372,201
$\% \Delta\sigma_{tot}$	19,675	19,809	21,233	19,960	21,262	21,184	26,816	25,995	25,847

Tableau V. 16 Valeur des pertes totale

Chapitre VI:
Les équipements

VI.1 Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle indispensable dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans ce chapitre, on va définir et dimensionner les équipements reliés à cette structure.

VI.2 Les appareils d'appuis :

VI.2.1 Aire de l'appareil d'appui:

On désigne par $(a \times b)$, l'aire de l'appareil d'appui où :

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage

La section est dimensionnée pour que la contrainte verticale soit inférieure à la contrainte de compression moyenne σ_m .

On obtient pour la réaction maximale N_{\max} :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15\text{MPa}$$

$$0.089 \leq a \cdot b \leq 0.667$$

On prend : $\sigma_m = 25 \text{ MPa}$

$$N_{\max} (1.35G + 1.45\varphi (\text{UIC71} + \text{SW0})) = 2.04 \text{ MN}$$

Remarque :

- Selon le guide de SETRA, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa, dans ce cas, on prend la valeur haute de la fourchette soit : 25 MPa.
- Selon SETRA (la norme NF EN 1337-3), le calcul de dimensionnement et de vérification de l'appareil d'appui se fait à l'ELU.

VI.2.2 Détermination la hauteur :

D'après le document SETRA BT N04/1974 :

$$\tau_{hl} = GU/T \leq 0,5G$$

Tel que:

U: Δ_{hmax} Déplacement horizontal (sous retrait, fluage et température) = 9.21mm

G: Module de déformation transversale.

T: Hauteur nette de l'élastomère.

τ_h : Contrainte de cisaillement.

$$T = 0.013068631$$

On choisit : **$T_e = 40 \text{ mm}$** ; étant la hauteur totale de l'élastomère.

➤ 4 feuillets d'élastomère **$t_i = 10\text{mm}$**

➤ L'enrobage **$e = 5\text{mm}$**

Détermination en plan de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

Alors on prend :

➤ $b = 400\text{mm}$

➤ $a = 200\text{mm}$.

➤ $T_s = 52$

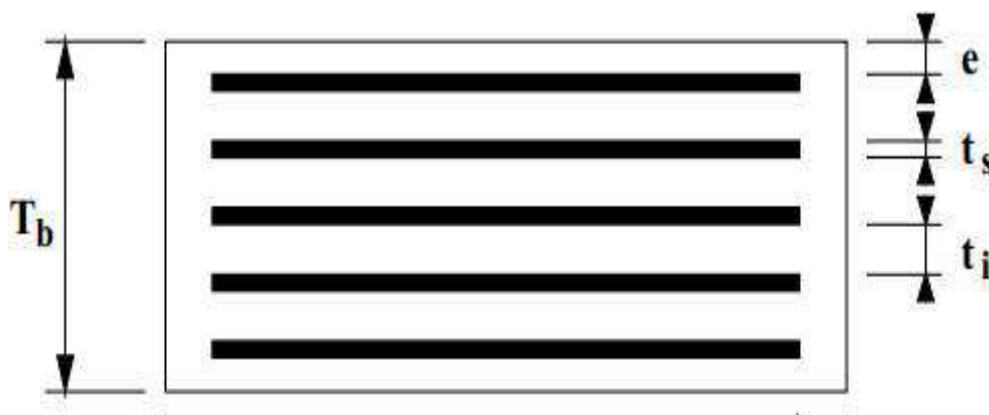


Figure VI. 1 Dimensions en plan d'appareil d'appui

En conclusion, on opte pour un appareil d'appuis de type : **CIPEC 200x400x50.**

VI.2.3 Répartition des efforts horizontaux :

Les surcharges des systèmes UIC71, SW/0 et SW/2 sont susceptibles de développer les réactions de freinage.

a- Calcul des rigidités :

$$R_i = \frac{1}{\sum U_i} \quad \text{et} \quad \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

$$\text{Avec : } U_1 = \frac{T}{G.a.b.n} \quad ; \quad U_2 = \frac{h^3}{m.3.E.I} \quad ; \quad U_3 = \frac{2.h^2.L}{d^2.E.S.K}$$

Avec :

$$n : \text{Nombre d'appareil d'appui } n = \begin{cases} 09 \text{ culée} \\ 18 \text{ pile} \end{cases}$$

$$m : \text{Nombre de fut par appui} = \begin{cases} 0 \text{ culée} \\ 0 \text{ pile} \end{cases}$$

$$h : \text{Hauteur de (fun + chevêtre+ d'appui)} = \begin{cases} 9 \text{ pile 1} \\ 9.5 \text{ pile 2} \end{cases}$$

Avec : a= 200mm et b=400mm

$$h : \text{Hauteur du (mur de front +d'appui)} = \begin{cases} 8.2 \text{ culée g} \\ 8.2 \text{ culée d} \end{cases}$$

T : Hauteur nette de l'élastomère	40mm
D : Diamètre d'un pieu	1.2m
S : Surface d'un pieu	1.131m ²
d : Entraxe des files de pieux	3.6m
L : Profondeur du pieu + semelle	21.5m
K : nombre de pieux d'une file	K ₁ = 4 k ₂ =5
t	10
G : rigidité statique	0.80MPa
E statiques	11000MPa
E dynamiques	33000MPa

VI.3 Evaluation des efforts horizontaux :

a- Efforts statiques :

1- Efforts du à la température :

$$H_T = \varepsilon_T \cdot R_i \cdot X_i$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée 0.0003} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue 0.0002} \end{cases}$$

2 - Efforts du retrait :

$$H_{\text{ret}} = \varepsilon_{\text{ret}} \cdot R_i \cdot X_i$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_T = 3 \cdot 10^{-4}$$

3- Efforts du au fluage :

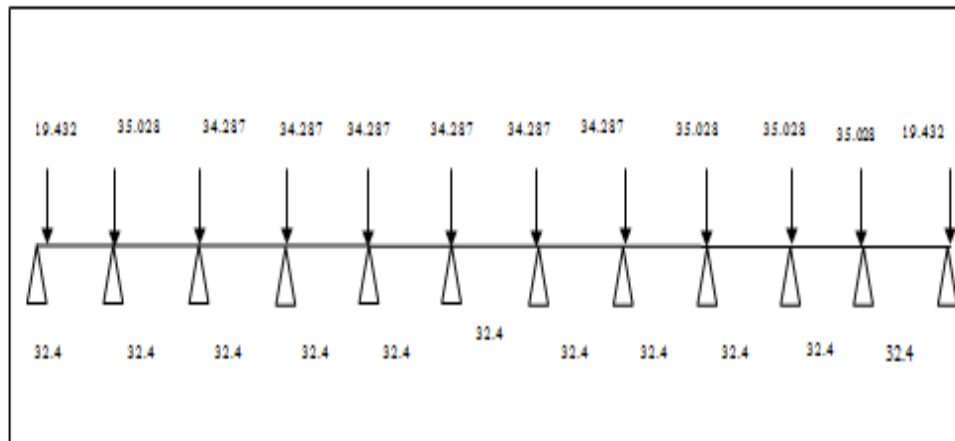
$$H_{\text{flu}} = \varepsilon_{\text{flu}} \cdot R_i \cdot X_i$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \cdot \Delta h_{\text{flu}}}{L} = 0.000301$$

4- centre de rigidité :

$$X_{\text{CR}} = \frac{\sum R_i X_i}{\sum R_{i, \text{sta}}} = 178,47$$



	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Culée droite	
X_i (m)	-178,47	-146,07	-113,67	-81,27	-48,87	-16,47	16,47	48,87	81,27	113,67	146,07	178,47	
R_i	13,403	24,923	24,546	24,546	24,546	24,546	24,546	24,546	24,923	24,923	24,923	13,403	
H_T (MN)	Courte durée	-0,718	-1,092	-0,837	-0,598	-0,360	-0,121	0,121	0,360	0,608	0,850	1,092	0,718
	Longue durée	-0,478	-0,728	-0,558	-0,399	-0,240	-0,081	0,081	0,240	0,405	0,567	0,728	0,478
H_{flu} (MN)	-0,721	-1,097	-0,841	-0,601	-0,361	-0,122	0,122	0,361	0,610	0,854	1,097	0,721	
H_{ret} (MN)	-0,718	-1,092	-0,837	-0,598	-0,360	-0,121	0,121	0,360	0,608	0,850	1,092	0,718	

Tableau VI. 1 Récapitulatif des efforts statiques

b- Efforts dynamiques :

$$H_{dyn} = H_i \frac{R_i}{\sum R_i}$$

1- Effort du au vent :

$$H = P_{vLT} \cdot h_T = P_v \cdot s$$

$$P_v = 0.002 \text{ MN/m}^2$$

$$L_T = 356.4$$

$$h_T = 2.6$$

$$H_v = 1.8533 \text{ MN}$$

1- Effort du au vent :

$$H_s = \epsilon_s \cdot G$$

Avec :

$$\epsilon_s = 0.3 \text{ m/s}^2 \text{ (L'accélération sismique horizontale)}$$

$$G = 16096.29 \text{ t}$$

$$H_s = 48.289 \text{ MN}$$

3- Effort de freinage et démarrage :

Freinage dû à l'UIC :

$$H_{UIC} = 1.0 \text{ MN}$$

Freinage dû au SW/2 :

$$H_{SW/2} = 1.750 \text{ MN}$$

	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5
R_i (MN)	20,83	40,08	39,76	39,76	39,76	39,76
$R_i / \sum R_i$	0,047	0,091	0,090	0,090	0,090	0,090
H_v (MN)	0,088	0,169	0,167	0,167	0,167	0,167
H_s (MN)	2,283	4,394	4,358	4,358	4,358	4,358
H_{UIC} (MN)	0,047	0,091	0,090	0,090	0,090	0,090
$H_{SW/2}$ (MN)	0,083	0,159	0,158	0,158	0,158	0,158

Tableau VI. 2 Récapitulatif des efforts dynamiques

	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Culée droite
R_i (MN)	39,76	39,76	40,08	40,08	40,08	20,83
$R_i / \sum R_i$	0,090	0,090	0,091	0,091	0,091	0,047
H_v (MN)	0,167	0,167	0,169	0,169	0,169	0,088
H_s (MN)	4,358	4,358	4,394	4,394	4,394	2,283
H_{UIC} (MN)	0,090	0,090	0,091	0,091	0,091	0,047
$H_{SW/2}$ (MN)	0,158	0,158	0,159	0,159	0,159	0,083

Tableau VI. 3 Récapitulatif des efforts dynamiques

VI.4 Vis à vis de la contrainte due à l'effort horizontal :

- Statique :

$$\tau_{H1} = \frac{G_{st}U_1}{T}$$

τ_{h1} : Contrainte de cisaillement due à la déformation limite de l'appareil d'appui

$\tau_{H1} = 0.174164$ MPa

- Dynamique :

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 H_2}{a.b.n}$$

	Culée g	Pile 1	Pile 2,3,4,5,6,7	Pile 8,9,10	Culée droite
h_1	0,174	0,174	0,174	0,174	0,174
τ_{H_2}	2,283	4,394	4,358	4,394	2,283
τ_{H_2}	1,585	1,526	1,513	1,526	1,585
(H_1+H_2)	1,760	1,700	1,687	1,700	1,760
$0,7 * G_{dyn}$	0,840	0,840	0,840	0,840	0,840
$1,3 * G_{dyn}$	1,560	1,560	1,560	1,560	1,560
conclusion	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée

Tableau VI. 4 Récapitulatif de la contrainte due à l'effort horizontal

VI.5 Vis-à-vis de la contrainte due à la rotation d'un feuillet par rapport à l'autre :

n : nombre de feuille d'élastomère n= 4

$$\alpha_0 = 0.003$$

$$\alpha = \theta_g + \theta_p + \theta_{UIC} ; \alpha = 0.004823012$$

$$\alpha_{(t)} = 0.00171 \text{rd}$$

$$\tau_a = 0.5 G \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \alpha_t$$

Avec :

α_t : Angle de rotation exprimé en radians

$$\alpha_0 = 3.10^{-3} \text{rd}$$

Donc : $\tau_a = 0.27292 \text{MPa}$

Culée (g)	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Culée (d)
5,787	5,727	5,715	5,715	5,715	5,715	5,715	5,715	5,727	5,727	5,727	5,787
non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée

Tableau VI. 5 Récapitulatif des contraintes de cisaillement

VI.5.1 Condition de non cheminement :

$$\sigma_{\min} = N_G / a.b \geq 2 \text{ MPa} \quad \text{et } N_G = 0.7805$$

$$\sigma_{\min} = \frac{0.7805}{300 \times 400} = 9.7562 > 2 \text{ MPa} \text{ Il y a vérifiée}$$

VI.5.2 Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t = \frac{3.t^2.\sigma_m}{B.a^2.G_s}$$

$$\alpha_t = 0.0235 \rightarrow \text{vérifiée}$$

VI.5.3 Condition de non glissement :

$$H_{\max} \leq f.N_{\min}$$

$$f = 0,10 + (0,6 / \sigma_m) = 0.1360$$

$$f. N_{\min} = 0.1061$$

	Culée g	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Culée droite
H, (MN)	2,283	4,394	4,358	4,358	4,358	4,358	4,358	4,358	4,394	4,394	4,394	2,283
n	9	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	9
Hmax	0,25365	0,2441	0,242109	0,24210	0,24210	0,242108	0,242108	0,242108	0,244	0,2441	0,2441	0,2536
conclusion	Non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	non vérifiée

Tableau VI. 6 Récapitulatif de condition de non glissement

VI.6 Vérification des dimensions des frettes :

$$\sigma_e = 236\text{MPa}$$

$$t_s = > (a \cdot \sigma_{\text{moy}}) / (B \cdot \sigma_e) = 0.001656867 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

Après la vérification de toutes ces conditions on opte pour des appareils d'appuis de dimensions 450 x 550 x 6.

VI.7 Ferrailage du d'appui :

VI.7.1 Dimension de d'appui :

$$h' = 0.171428571 \rightarrow h' = 20\text{cm}$$

$$a_1 = 40 \text{ et } b_1 = 50\text{cm}$$

VI.7.2 Armatures de chaînage :

$$R_{S\text{max}} = R_G + R_{\text{UIC}} ; R_{S\text{max}} = 1.3350$$

$$R_{U\text{max}} = 1.35R_G + 1.45R_{\text{UIC}} ; R_{S\text{max}} = 1.8576$$

$$\sigma_{s10} = 434.7826$$

$$A_{\text{CMAX}} = 16.0983\text{cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA20} \text{ on prend } (18.85\text{cm}^2)$$

VI.7.3 Armatures de profondeur :

$$A_s = \max(8.0492 ; 5.3407) = 8.05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA14 (9.24\text{cm}^2)$$

VI.7.4 Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes sup. » :

$$A_s = \max(6.4393 ; 4.2725) = 2.58\text{cm}^2 \text{ soit } 5HA14 (7.70\text{cm}^2)$$

VI.7.5 Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :

$$A_s = \max(2.5757290 ; 1.7090332) = 2.575729077 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

a) Déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta H_{\max} = 0.0065311$$

b) Déplacement dû au séisme :

$$\Delta h_s = \frac{T.H_s}{n.G.a.b}$$

c) Déplacement dû au freinage :

$$\Delta h_{fr} = \frac{T.H_f}{n.G.a.b} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta h_{\max} + \Delta h_s \leq 1,3 w \\ \Delta h_{\max} + \Delta h_f \leq w \end{array} \right.$$

	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5
Δh_s	0,1057	0,1017	0,1009	0,1009	0,1009	0,1009
Δh_{fr}	0,0038	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037
$\Delta h_{\max} + \Delta h_s$	0,1122	0,1082	0,1074	0,1074	0,1074	0,1074
$\Delta h_{\max} + \Delta h_{fr}$	0,0104	0,0102	0,0102	0,0102	0,0102	0,0102
W (1,3)	86,3235	83,2621	82,6227	82,6227	82,6227	82,6227
W	10,3614	10,2171	10,1870	10,1870	10,1870	10,1870

Tableau VI. 7 Récapitulatif de déplacement du au freinage

	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Culée droite
Δh_s	0,1009	0,1009	0,1017	0,1017	0,1017	0,1057
Δh_{fr}	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0038
$\Delta h_{\max} + \Delta h_s$	0,1074	0,1074	0,1082	0,1082	0,1082	0,1122
$\Delta h_{\max} + \Delta h_{fr}$	0,0102	0,0102	0,0102	0,0102	0,0102	0,0104
W (1,3)	82,6227	82,6227	83,2621	83,2621	83,2621	86,3235
W	10,1870	10,1870	10,2171	10,2171	10,2171	10,3614

Tableau VI. 8 Récapitulatif de déplacement du au freinage

*Chapitre VII: étude
sismique*

VII.1 Introduction :

Introduction La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité. La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

VII.2 Critères de classification :

VII.2.1 Classification du pont :

Selon (l'article 2-2) et le (tableau 2-1) de RPOA notre pont est classé dans le groupe 1 (pont stratégique) parce qu'il s'agit d'une liaison ferroviaire.

1- Classification de la zone :

Notre pont est situé dans la Wilaya de LAGHOUAT, d'après la carte des zones sismiques de L'Algérie (voir « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 »), l'ouvrage d'art est situé dans la zone I (sismicités faible).

2- Coefficient d'accélération de zone :

D'après le Tableau 3.1 (Coefficient d'accélération de zone A) du RPOA 2008 on a :

Groupe	Zone I
	A= 0.15

Tableau : Coefficient d'accélération de zone A

3- Classification du site :

D'après l'étude géotechnique le pont objet de notre étude est implanté sur un site ferme catégorie S2 car on a du (tableau 3.2) du RPOA 2008.

VII.3 Détermination des accélérations :

VII.3.1 Composante horizontale : (sens longitudinal)

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

$$Sae^h(T, \xi) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot a \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \leq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site: T₁=0,15s ;

T₂= 0,40 s

S : coefficient de site : S₂=1.1

A : est donnée dans le tableau 3.1

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$)

ξ : taux d'amortissement défini en (tableau : 4.2) dans RPA.

D'après le tableau 3.3 du RPOA 2008 (valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale) et avec un site S₂ on a :

T₁= 0.15 s ;

T₂ = 0.40 s ; S = 1.1 Avec : T = 0.947 s

Donc : T₂ ≤ T ≤ 3.0s

$$Sae^h = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.947T} \right) = 3.41m/s^2$$

VII.3.2 Composantes verticales : (sens vertical)

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage.

$$Sae^v = \begin{cases} a \cdot A \cdot g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot a \cdot A \cdot g \cdot \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot a \cdot A \cdot g \cdot \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5a \cdot A \cdot g \cdot \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 0.3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est donnée dans le tableau 3.1 (RPOA)

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, II a et II b et 1,0 pour la zone sismique III.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site D'après le tableau 3.4 du RPOA 2008 (valeurs de T1, T2 pour la composante verticale) et avec un site

S2 on a: $T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.40$ s Avec : $T = 0.947$ s

Donc : $T_2 \leq T \leq 3.0$ s L'accélération verticale est :

$$Sae^v(T, \xi) = 2.5 \times 0.7 \times 0.3 \times 9.81 \times 1 \times \frac{0.40}{0.947} \rightarrow \mathbf{Sae^v(T, \xi) = 2.175m/s}$$

*Chapitre VIII: étude de
la pile et la culée*

VIII.1 Introduction :

Après avoir dimensionné le tablier, on passe à l'étude des éléments porteurs : la pile et la culée.

VIII.2 Etude de la culée :

La culée est l'appui de rive qui assure la liaison entre le tablier et le terrain naturel ou remblai, elle a pour fonction :

- Appui du tablier : elle est soumise aux mêmes efforts qu'une pile;
- Mur de soutènement : pour reprendre les efforts de poussées de terre, et de remblai. Il existe deux types de culée : Culée remblayé ou remblayée.

Le choix se fait en fonction de plusieurs paramètres (La nature et le mode de construction du tablier ; les contraintes naturelles du site ; contraintes fonctionnelles de l'ouvrage). Pour cet ouvrage, on a choisi d'implanter une culée remblayée.

VIII.2.1 Dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de J.A.Calgaro intitulé : « Projet et construction des ponts ».

a) Mur garde-grève

- H= hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur du dé d'appui;
- $H = 2 + 0.065 + 0.20 = 2.3\text{m}$
- $e = \text{Max}(0.3\text{m} ; H/8) = \text{Max}(0.4\text{m} ; 0.288\text{m}) = 0.4\text{ m}$
- $L = 12.9\text{ m}$ (la largeur du pont)
- $\emptyset = 30$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0.333$$

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \cdot h^2 \rightarrow P_t = 0.000$$

$$M = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

VIII.2.2 Évaluation des efforts :

➤ Charges permanentes :

Poids de la dalle de transition : $P_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

Poids du remblai : $P_2 = 1,6 \times 1,21 \times 1 = 1.936 \text{ t/ml}$

Poids propre du ballast : $P_3 = 2 \times 0,6 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$

Poids total: $P_t = P_1 + P_2 + P_3$

$P_t = 0.75 + 1.936 + 1.2 = 3.886\text{t}$

	Charge (t)	M (t.ml)	T(t/ml)
Charges permanentes g	3,886	15,23312	10,8808
Surcharge q	1	3,92	2,8
Train à vide	1,25	4,9	3,5

Tableau VIII. 1 Valeur de M et T

➤ Combinaison des efforts :

Efforts	M(MN.m)	T (MN/ml)
ELU	0,2938471	0,2098908
ELS	0,2405312	0,171808

Tableau VIII. 2 Combinaisons des efforts

VIII.2.3 Moment poussé de terre :

Moment du à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

γ : Coefficient de pondération

$$\gamma = 1.6(\text{ELU})$$

$$M_{\text{total}} = 2.5 (h+1)\gamma$$

$$M_u = 9.9 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 13.2 \text{ t.m/ml}$$

a) Mur de front :

- $H = H_{\text{culée}} - H_{\text{garde-grève}}$

$$H = 6.2 - 2.26 = 3.94 \text{ m}$$

On prend $H = 4 \text{ m}$

- $e = 1.7 \text{ m}$
- $L = 12.9 \text{ m}$ (la largeur du pont)
- $L_y = 8 \text{ m}$

b) Sommier d'appui

- $e = 1.7 - 0.3 = 1.4 \text{ m}$
- $L = 11.6 \text{ m}$ (la largeur du pont)
- $H = H_{\text{culée}} = 6.2 \text{ m}$
- $e = 0.6 \text{ m}$
- L_1 (largeur supérieure) = 7.2 m
- L_2 (largeur inférieure) = 4.3 m

c) Dalle de transition :

Elle présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

- Largeur: 12.9 m
- Longueur : $L = 11.6 \text{ m}$.
- Epaisseur : $e = 0.3 \text{ m}$.

Elle est ancrée dans le corbeau d'appui, elle présente une pente de 10%.

a) Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant les caractéristiques suivantes :

- $H_1 = H_2 = e = 0.3 \text{ m}$.

- L = 12.9m.

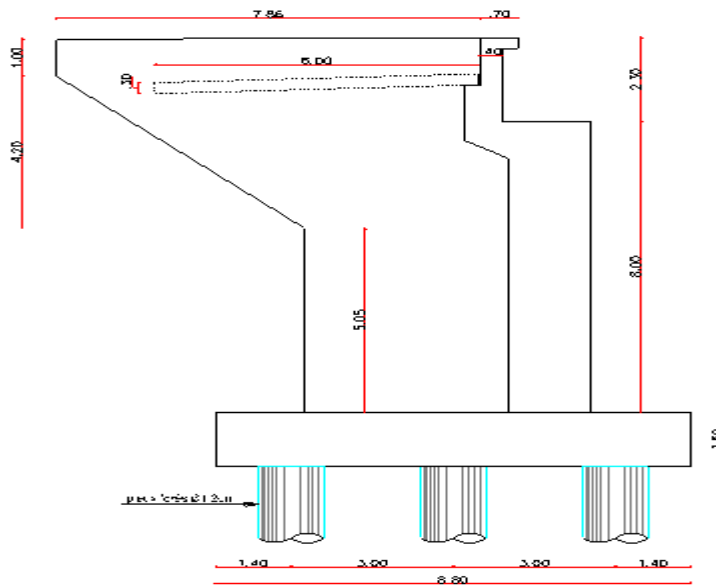
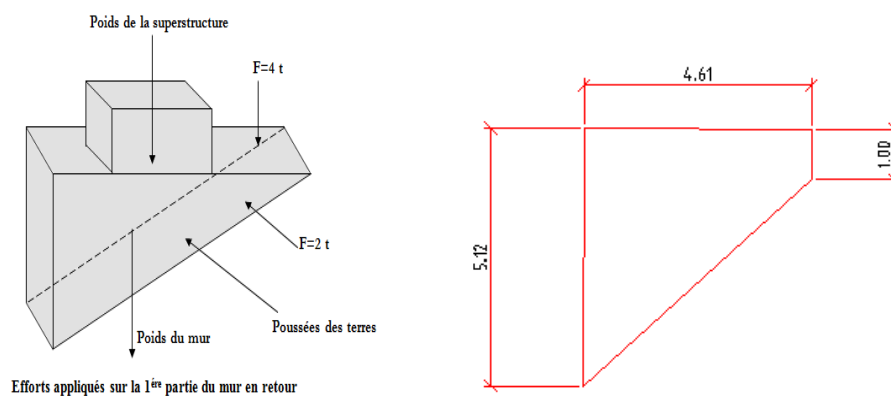


Figure VIII 1 Coupe longitudinale de la culée

VIII.2.4 Le mur en retour :

L'épaisseur des murs en retours est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre 30cm (valeur minimale pour un ferrailage et un bétonnage corrects) et 45cm.

Donc dans notre projet on va prendre 45cm.
Et de longueur de 4.61 m et hauteur de 5.2 m.



- **Poid de mur :**

$$P_1 = 2,5 \times L_{thé} \times e \times h / 2$$

$$P_1 = 16.659t$$

- Poid propre (supers) :

$$P_2 = 0,3 \times L_{thé}$$

$$P_2 = 1.7t$$

- Sollicitation :

$$T_v = A \times [(2.5 \times L_{thé} \cdot h \cdot e / 2) + (0,3 \cdot L_{thé})] + 4B$$

$$M_v = A \times [(2.5 \times L_{thé}^2 \cdot h \cdot e / 6) + (0,3 \cdot L_{thé}^2 / 2)] + B [4 \cdot (L_{thé} - 1)]$$

$$T_h = A \times [((h/3) + 0.5) + (h \cdot L_{thé} / 2)] + 2B$$

$$M_h = A \times [((h/3) + 0.5) + (h \cdot L_{thé}^2 / 6)] + B [2 \cdot (L_{thé} - 1)]$$

Les résultants dans le tableau ci-dessous :

Effort	T _u (MN)	T _{ser}	M _u (MN.m)	M _{ser} (MN.m)
Efforts dues aux charges verticales	0,306	0,2237	0,765	0,553
Efforts dues aux charges horizontales	0,475	0,3507	0,984	0,722

Tableau VIII. 3 Valeur de moment et effort tranchant à l'ELS et l'ELU

VIII.2.5 Ferrailage de mur en retour :

VIII.2.5.1 Ferrailage vertical:

$$F_{c28} = 27 \text{MPa} ; F_e = 500 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.5 \gamma_s = 1.15 f_{bu} = 15.3 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 434.78 ; \sigma_s = 207.31$$

$$h \text{ (m)} = 0.5 ; b \text{ (m)} = 5.2$$

	M(MNm/ml)	μ	α	μ	A'	Z(m)	A(cm ² /ml)	A(cm ² /ml)
ELS	0,5527	0,540	0,221	3,0575	0	0,332	80.27	21.506
ELU	0.7649	0,059	0,076	0,392	0	0,393	44,79	21.506

Tableau VIII. 4 Ferrailage de la dalle de transition

On prend les aciers verticaux égale à la section minimal A = 80.266 cm² on prend 11HA 32

VIII.2.5.2 Ferrailage horizontal :

	M(MNm/ml)	μ	α	μ	A'	Z(m)	A(cm ² /ml)	A(cm ² /ml)
ELS	0,7217	0,540	0,221	35.3313	0	3,838	9.07	21.506
ELU	0,9837	0,007	0,008	0,392	0	4,665	4,85	21.506

Tableau VIII. 5 Ferrailage horizontal

On prend les aciers horizontale égale à la section minimal $A_S = 21.506\text{cm}^2$ on prend 7HA 20

VIII.2.6 Ferrailage du mur garde grève:

VIII.2.6.1 Ferrailage vertical :

ELU		ELS	
M_u (MN.m/ml)	0,1320	M_{ser} (MN.m/ml)	0,0990
Section	1,5×13,4	Section	1,5×13,4
μ_{bu}	0,067	α_{rb}	0,540
α	0,086	μ_{rb}	0,221
μ_u	0,392	M_{rb}	0,4646
A_u'	0	A_{ser}'	0
Z(m)	0,348	Z(m)	0,295
A_u (cm ² /ml)	8,73	A_{ser} (cm ² /ml)	16,17
A_{cnf} (cm ² /ml)	3,676	A_{cnf} (cm ² /ml)	4,595

On prend les aciers vertical égale à la section minimal $A = 16.174\text{ cm}^2$ on prend 9HA16

VIII.6.2.2 Ferrailage horizontal :

ELU		ELS	
M_u (MN.m/ml)	0,2938	M_{ser} (MN.m/ml)	0,2405
μ_{bu}	0,263	α_{rb}	0,540
α	0,390	μ_{rb}	0,221
μ_{lu}	0,392	M_{rb}	0,2613
A_u'	0	A_{ser}'	0
Z (m)	0,228	Z (m)	0,221
A_u (cm ² /ml)	29,66	A_{ser} (cm ² /ml)	52,40
A_{cnf} (cm ² /ml)	2,757	A_{cnf} (cm ² /ml)	2,757

On prend les aciers vertical égale à la section minimal $A = 52.39 \text{ cm}^2$ on prend 11HA25

VIII.2.7 Evaluation des efforts sollicitant la culée :

Pour la poussé dynamique des terres, on applique la méthode de **Mononobé –Okabé** décrite dans le RPOA 2008. Les efforts d’inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques:

- $k_h = A = 0.15$
- $k_v = 0.3 k_h = 0.3 \times 0.15 = 0.045$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s’exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

VIII.2.8 Efforts appliqués au niveau du mur garde grève :

$$P_u = 1.35 \left(\frac{1}{2} \gamma h_1^2 k_a \right) + 1.6 k_a q \cdot h_1 \rightarrow P_u = 3t$$

$$P_{ser} = \left(\frac{1}{2} \gamma h_1^2 k_a \right) + 1.2 k_a q \cdot h_1 \rightarrow P_{ser} = 2.2t$$

$$M_{pu} = 1.35 \left(\frac{1}{6} \gamma h_1^3 k_a \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} k_a q \cdot h_1^2 \right) \rightarrow M_{pu} = 2.7t$$

$$M_{pser} = \left(\frac{1}{6} \gamma h_1^3 k_a\right) + 1.2 \left(\frac{1}{2} k_a q \cdot h_1^2\right) \rightarrow M_{pu} = 3.7t$$

1er Cas	2 ^{ème} Cas	3 ^{ème} Cas	4 ^{ème} Cas	5 ^{ème} Cas	6 ^{ème} Cas
$M = \alpha \cdot q_{sup} \cdot l^2 y$	$M = \alpha \cdot q' \cdot l^2 y$	$M = \alpha \cdot t_h \cdot l y$	$M = \alpha \cdot m_h$	$M = \alpha \cdot p \cdot l y$	$M = \alpha m_p$

		1 ^{er} Cas	2 ^{ème} Cas	3 ^{ème} Cas	4 ^{ème} Cas	5 ^{ème} Cas	6 ^{ème} Cas	$\Sigma M(MN.m)$
1 x	a	-0,110	-0,018	0,670	-0,380	-0,580	/	/
	M _u	-0,151	-0,047	0,127	-0,279	-0,140	/	-0,489
	M _{ser}	-0,110	-0,035	0,093	-0,205	-0,101	/	-0,358
2 x	a	-0,070	-0,030	0,300	-0,170	-0,080	/	/
	M _u	-0,096	-0,079	0,057	-0,125	-0,019	/	-0,262
	M _{ser}	-0,070	-0,058	0,042	-0,092	-0,014	/	-0,192
5 x	a	-0,010	-0,008	0,670	-0,130	0,010	-0,201	/
	M _u	-0,014	-0,021	0,127	-0,095	0,002	-0,006	-0,006
	M _{ser}	-0,010	-0,016	0,093	-0,070	0,002	-0,007	-0,008
3 y	a	-0,110	-0,060	0,840	-0,270	-0,130	-0,100	/
	M _u	-0,151	-0,158	0,160	-0,198	-0,031	-0,003	-0,381
	M _{ser}	-0,110	-0,117	0,117	-0,146	-0,023	-0,004	-0,282
4 y	a	-0,035	-0,022	/	-0,038	0,000	-0,080	/
	M _u	-0,048	-0,058	/	-0,028	0,000	-0,002	-0,136
	M _{ser}	-0,035	-0,043	/	-0,021	0,000	-0,003	-0,101
6 y	a	0,015	0,010	/	0,020	/	0,080	/
	M _u	0,021	0,026	/	0,015	/	0,002	0,064
	M _{ser}	0,015	0,019	/	0,011	/	0,003	0,048

Tableau V. 17 Moment aux états limites pour les différents cas de charges

VIII.3 ETUDE DE LA PILE

La pile est l'appui intermédiaire qui assure la transmission des efforts du tablier aux fondations par le biais de 16 appareils d'appuis, le choix de type de pile dépend du site

VIII.3.1 Etude du chevêtre :

Le chevêtre permet la transmission des charges et surcharges du tablier aux éléments de la pile par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Il sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois fûts.

- La longueur du chevêtre est la même que la largeur du tablier ($L=12.9$ m).
- La longueur (tablier) $L=33.4$ m.
- La hauteur du chevêtre est de 1.8 m.
- La largeur du chevêtre est de $l=2.7$ m.
- N° poutre : 9 poutres
- la masse volumique $\gamma=2.5$ t/m³
- P_p (tablier) =162.589 t

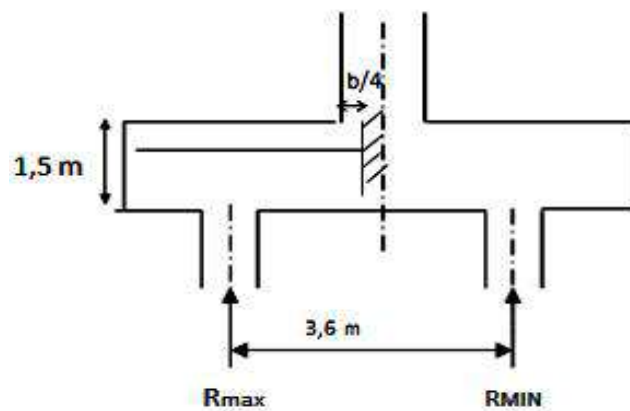


Figure VIII 2 coupe longitudinale du chevêtre

L'étude se fera en deux étapes, une étude à la flexion et une étude à la torsion.

Le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur quatre appuis (fûts) qui supporte une charge uniformément répartie et des charges concentrées apportés par les poutres.

VIII.3.2 Répartition des efforts sur les poutres :

VIII.3.2.1 Poids propre (chevêtre+tablier) :

$$P_c = 1.8 \times 2.7 \times 2.5 \times 12.9$$

$$P_c = 156.735 \text{ t}$$

$$P_t = 1463.299 \text{ t}$$

VIII.3.2.2 Efforts transmis par la surcharge UIC71 :

$$R_{uic71} = 315.25 \text{ t}$$

$$P_{uic} = P_{uic} = 42.9230 \text{ t}$$

$$K_{amax} = 1.2254$$

VIII.3.3 Calcul des sollicitations :

VIII.3.3.1 Ferrailage du chevêtre :

Tableau VIII. 4 Les efforts sollicitant le chevêtre

M_u (MN.m)	M_{ser} (MN.m)	V_u (MN)
0.0371	0.0275	0.1141

Tableau VIII. 6 Les efforts sollicitant le chevêtre

	A_{s1} (cm ²)	Choix des barres
Ferrailage supérieur	48.8	6HA20 (18.85cm ² /ml)
Ferrailage inférieur	43.5	5HA20 (15.71 cm ² /ml)

Tableau VIII. 7 Ferrailage du chevêtre

Elle est ancrée dans le corbeau d'appui, elle présente une pente de 10%.

a) Corbeau

$$a = 0.325 \quad z = 0.39 \text{ pas besoin des cadres}$$

$$a_t < -1.4072 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

M_u	0,0205 MN
M_{ser}	0.0152 MN
V_u	0,0820 MN

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$\tau = 0.1013 \text{ MPa}$

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

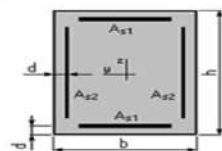
CNF=10.753 $A=10.78 \text{ cm}^2$ 6HA16

$A' = 3.5844 \text{ cm}^2$ on prend $A' = 3.93 \text{ cm}^2$ 5HA10

Pour les armatures transversales, on propose la section des cadres et on détermine leurs espacements. Puisque la Condition est vérifiée, les armatures droites sont suffisantes; on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A ».

Soit :

2. Section:



$b = 11,6$ (m)
 $h = 1,2$ (m)
 $d = 0,0$ (m)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (MN/ml)	M_y (MN.m/ml)	M_z (MN.m/ml)
1.	ELA	13,38	5,28	16,51
2.	ELA	13,38	17,60	4,95
3.	ELA	16,20	5,28	4,95
4.	ELA	9,39	5,28	16,51
5.	ELA	9,39	17,60	4,95
6.	ELA	6,57	5,28	4,95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 684,0$	cm^2/ml	Section théorique	$A_{s2} = 11,7$	cm^2/ml
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1392,0$	cm^2/ml	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 6960,0$	cm^2/ml
théorique	$\rho = 1,00$	(%)			
minimum	$\rho = 0,50$	(%)	maximum	$\rho = 5,00$	(%)

VIII.3.4 Etude des voiles :

VIII.3.4.1 Etude du voile N°1(pile 1) :

$$E = E_x \mp 0.3E_y \mp 0.3E_z$$

$$E = E_y \mp 0.3E_x \mp 0.3E_z$$

$$E = E_z \mp 0.3E_x \mp 0.3E_y$$

t/ml	Coeff G_{min}	G_{min}	G_{moy}	Coeff G_{max}	G_{max}
Cp	0,9	8,118	8,840	1,06	9,561
ballast+rail+étanchéité +poteaux	0,8	4,001	5,501	1,4	7,001
garde-corps+trottoirs	0,8	0,485	0,606	1,2	0,727
La Somme	/	12,604	/	/	17,290

Tableau VIII. 8 Etude du voile N°pile1

VIII.3.4.1.1 Evaluation des efforts :

t/ml	Coeff G_{min}	G_{min}	G_{moy}	Coeff G_{max}	G_{max}
Cp	0,9	8,118	8,840	1,06	9,561
ballast+rail+étanchéité +poteaux	0,8	4,001	5,501	1,4	7,001
garde-corps+trottoirs	0,8	0,485	0,606	1,2	0,727
La Somme	/	12,604	/	/	17,290

VIII.3.4.1.2 Efforts sismique :

$$E = E_x \mp 0.3E_y \mp 0.3E_z$$

$$E = E_y \mp 0.3E_x \mp 0.3E_z$$

$$E = E_z \mp 0.3E_x \mp 0.3E_y$$

$$G_{max} = G_{talier\ max} + PP_{voile} + PP_{chev} \rightarrow G_{max} = 972.4154\ t$$

$$G_{min} = G_{talier\ min} + PP_{voile} + PP_{chev} \rightarrow G_{min} = 815.8939\ t$$

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
V_{long} (t)	235,851	0,000	0,000	235,851	70,755	70,755
V_{trains} (t)	0,000	251,390	0,000	75,417	251,390	75,417
M_{long} (t.m)	1650,954	0,000	0,000	1650,954	495,286	495,286
M_{trains} (t.m)	0,000	1759,731	0,000	527,919	1759,731	527,919
N (t)	0,000	0,000	403,640	121,092	121,092	403,640

Tableau VIII. 9 Sollicitations sismiques sur le mur Voile N°1

VIII.3.4.1.3 Combinaison d'actions :

$Q=407.2281$ t/ml

$E_1+0.6 Q_r+G_{max}$

$E_2+0.6 Q_r+G_{max}$

$E_3+0.6 Q_r+G_{max}$

- $E_1+0.6 Q_r+G_{min}$

- $E_2+0.6 Q_r+G_{min}$

- $E_3+0.6 Q_r+G_{min}$

Avec : $G_{max}+ G_{min} +0.6Q_r +Ad$

Combinaisons	N (MN)	Mxx(MN.m)	Myy(MN.n)
Ex	0,000	0,000	16,510
Ey	0,000	17,597	0,000
Ez	4,036	0,000	0,000
Gmax	9,724	0,000	0,000
Gmin	8,159	0,000	0,000
z	13,378	5,279	16,510
E2+0,6Qr+Gmax	13,378	17,597	4,953
E3+0,6Qr+Gmax	16,204	5,279	4,953
-E1 +0.6Qr+Gmin	9,391	-5,279	-16,510
-E2 +0.6Qr+Gmin	9,391	-17,597	-4,953
-E3 +0.6Qr+Gmin	6,566	-5,279	-4,953

Tableau VIII. 10 Résultant Combinaisons d'action

VIII.3.4.2 Etude du voile N°2 (pile 2) :

VIII.3.4.2.1 Efforts sismique :

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
$V_{long}(t)$	229,358	0,000	0,000	229,358	68,808	68,808
$V_{trans}(t)$	0,000	251,302	0,000	75,390	251,302	75,390
$M_{long}(t.m)$	1720,188	0,000	0,000	1720,188	516,056	516,056
$M_{trans}(t.m)$	0,000	1884,762	0,000	565,428	1884,762	565,428
N (t)	0,000	0,000	403,640	121,092	121,092	403,640

Tableau VIII. 11 Sollicitations sismiques sur le mur Voile N°2

VIII.3.4.2.2 Charges permanentes :

$$G_{\text{rablié max}}=577.4878967$$

$$G_{\text{max}} = G_{\text{Table max}} + PP_{\text{voile2}} + PP_{\text{chev}}$$

$$G_{\text{min}} = G_{\text{Table min}} + PP_{\text{voile2}} + PP_{\text{che}}$$

VIII.3.4.2.3 Combinaison d'actions :

Combinaisons	N (MN)	Mxx(MN.m)	Myy(MN.m)
-E1 +0.6Qr+Gmin	9,562	-5,654	-17,202

Soit :

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N MN/ml	M _y MN.m/ml	M _z MN.m/ml
1.	ELA	9,56	5,65	17,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 435,0	cm ² /ml	Section théorique	A _{s2} = 261,0	cm ² /ml
Section minimum	A _{s min} = 1392,0	cm ² /ml	Section maximum	A _{s max} = 6960,0	cm ² /ml
théorique	ρ = 1,00	(%)			
minimum	ρ _{min} = 0,50	(%)	maximum	ρ _{max} = 5,00	(%)

*Conclusion
Générale*

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude représente une transition entre la formation et le domaine professionnel, l'occasion pour le futur Ingénieur de faire ses armes, de mettre en pratique ses connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation.

Dans ce présent mémoire, on a eu recours aux principales phases d'étude d'un pont, ce dernier a fait l'objet de calculs et de vérifications pour la validation des éléments de la structure, des calculs appuyés sur les sollicitations supportées par l'ouvrage, encadrés par les règlements en vigueur (BPEL, BAEL, SNCF, RPOA).

Ce projet représente quatre mois de recherche, de réflexion et de travail acharné, ce qui ils nous a permis d'acquérir énormément de connaissances, et d'approfondir celles acquises auparavant, ils nous a accordé la chance de me frotter aux acteurs du domaine, de maîtriser les règlements, régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ils nous a poussé à utiliser l'outil informatique et réaliser des modélisations et simulations correctes. Ce travail m'a fait comprendre que l'Ingénieur est une personne qui a comme devoir « la résolution de problèmes ».

Références
Bibliographique

Référence :

Règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA), 2008.

DTR C 2-4.7 (Document Technique Règlementaire), règlement neige et vent « R.N.V. 1999»

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites- BPEL 91 révisé 99.

YAZID, A. (2006) Béton précontraint Cours et exercices centre universitaire de Bechar, institut de génie civil. 86 p.

2016. GUIDE SETRA, Appareils d'appuis en élastomère fretté, Juillet 2007.

GUIDE SETRA, Appuis des tabliers PP73 1.3.1 Pré dimensionnement géométrique coûts et quantités, Octobre 1977.

GUIDE SETRA, Appuis des tabliers PP73 1.3.2 Calculs complémentaires Ferrailage types, Octobre 1977.

GUIDE SETRA, Note Technique sur l'application.

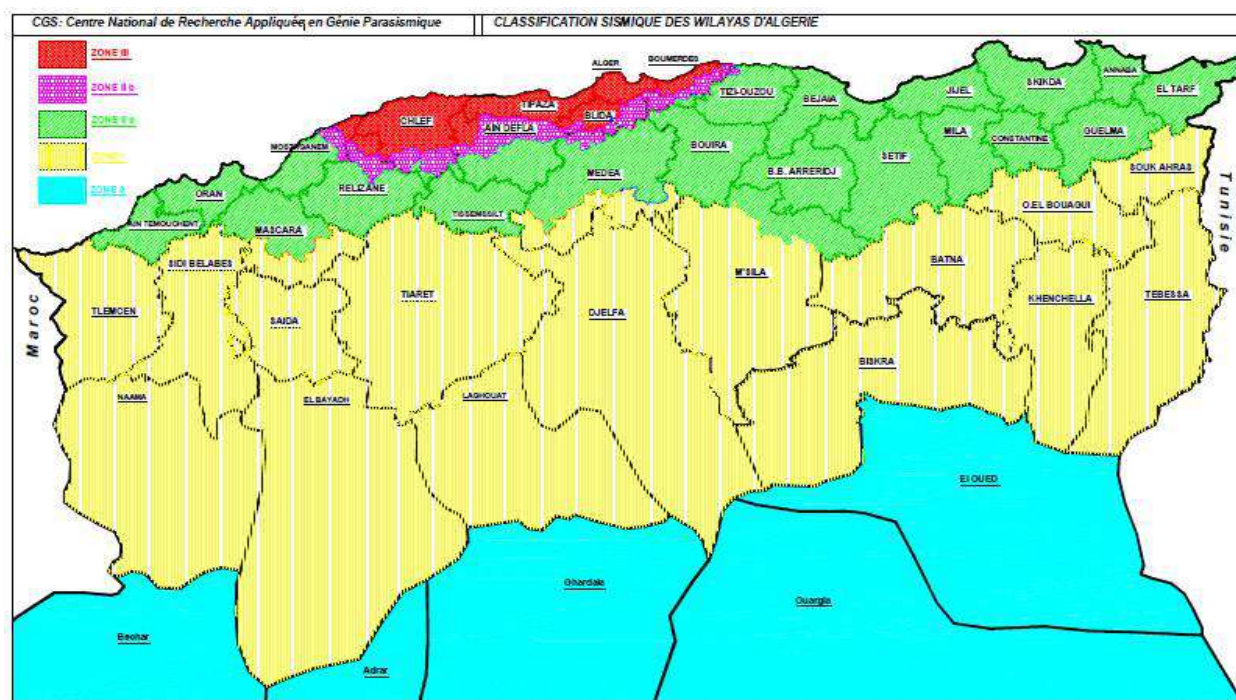
ALICHE Amar, MOUSSOUS Massinissa et MEZAGUER Rezki. Etude du tablier d'un pont à poutre multiple en béton précontrainte par post-tension à destination du trafic ferroviaire.

Promotion 2016/2017

Sites web : www.geniecivil.org.com

Annexe

Annexe N° :1



Annexe N° :2

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15