

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : voie et ouvrage d'art

Thème :

**LIGNE FERROVIAIRE MECHRIA -EL BAYADH : ETUDE ET
CONCEPTION D'UN PONT RAIL AU PK 1+225
VARIANTE BETON PRECONTRAIT ET COMPARATIF AVEC SOLUTION
BA**

Présenter en septembre 2020 par :

Khelifi Imad Eddine

Tounsi Djawad

Devant le Jury composé de :

Mr : bedjaoui . C

Mr : BENAMAR . A

Mr : OUDJEDI DAMERDJI . F

Président

Examineur

Encadreur

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Ainsi que tous nos parents qui nous a amené à une bonne éducation et a contribué au succès de nos vies professionnelles.

Un grand remerciement à nos encadreurs, Mr OUDJEDI DAMERDJI Fauzipour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions a tous les membres du jury trouvent ici l'expression de notre profonds respects pour avoir pris la peine d'examiné notre mémoire.

Notre respectueux remerciement à tous nos enseignants que nous avons eu tout le long de notre cursus.

Finalement, nos remerciements également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement.

Dédicaces

*Je dédie cet évènement marquant de ma vie à la mémoire de mon
père disparu trop tôt.*

A ma chère mère, source de vie, d'amour et d'affection

A mes chers frères et ma sœur, source de joie et de bonheur

A toute ma famille, source d'espoir et de motivation

A ma chère R-Ikhlâs ,source de joie, de bonheur et d'amour

*A tous mes chers amis : Mehdi, Younes, AbdEssamed, Khalil,
Karim, Amine, Walid, Mohamed, Djaber, Rahim...*

A mon binôme T.Djawad

KHELIFI IMAD EDDINE

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail

*A mes chers parents pour leur soutien, leur patience, leur
encouragement durant mon parcours scolaire.*

A mes sœurs et mon frère ainsi a toute ma famille

A ma chère kolichahinez

*A tous mes amis : abdelillah, redwan, noureddine, mohamed , walid ,
miloud , AbdEssamed , AbdAlatif*

A mon binôme K.Imad Eddine

TOUNSI DJAWAD

Résume :

Le but de ce mémoire est de faire une étude d'un pont ferroviaire faisant partie de la ligne ferroviaire MecheriaBayadh en béton précontraint au pk1+225. Nous avons procédé au pré dimensionnement de cet ouvrage afin de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...) et comparer avec la solution du béton semi-préfabriquée . Notre étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement et le calcul des ponts ferroviaires. Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ces différents éléments qui le composent, tels que le tablier, les fondations, et les culées, une modélisation de tablier a été faite et analysée par le logiciel SAP2000, qui est basé sur la méthode des éléments finis

Mots clés : Pont ferroviaire, béton précontraint, post tension, culée, Chemin de fer.

ملخص:

الغرض من هذه الرسالة هو إجراء دراسة لجسر سكة حديد يشكل جزءاً من خط سكة حديد ميسرية البيضمن الخرسانة سابقة لقد قمنا بتحديد أبعاد هذا الهيكل مسبقاً من أجل تلبية أكبر قدر ممكن لجميع الشروط المفروضة . 225 + pk1 الإجهاد عند (الاقتصادية ، والتقنية ، والبيئية ...) ومقارنتها مع حل الخرسانة شبه الجاهزة. تشمل دراستنا النظرية والتطبيق في تحديد حجم وتصميم جسور السكك الحديدية. من أجل التمكن من دراسة الهيكل ومكوناته المختلفة ، مثل السطح والأساسات المحدودة . والذي يعتمد على طريقة العناصر SAP2000 والدعامات ، تم نمذجة السطح وتحليله بواسطة برنامج

كلمات البحث: جسر سكة حديد، خرسانة سابقة الإجهاد ، توتر ما بعد ، دعامة ، سكة حديدية

Abstract :

The purpose of this thesis is to carry out a study of a railway bridge forming part of the MecheriaBayadh railway line in prestressed concrete at pk1 + 225. We pre-dimensioned this structure in order to satisfy as much as possible all the conditions imposed (economic, technical, environmental ...) and compare with the semi-prefabricated concrete solution. Our study encompasses theory and practice in the sizing and design of railway bridges. In order to be able to study the structure and the different elements that make it up, such as the deck, the foundations, and the abutments, the deck was modeled and analyzed by the SAP2000 software, which is based on the finite element method

Keywords : Railroad bridge, prestressed concrete, post tension, abutment, Railway

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITEE

1.1	Introduction.....	3
1.2	Définition d'un pont	3
1.3	les différents types de pont.....	3
1.3.1	Pont en arc.....	3
1.3.2	Pont a poutres	3
1.3.3	Pont a câbles.....	3
1.4	Les différentes parties d'un pont	4
1.4.1	Partie infrastructure	4
1.4.2	partie superstructure	4
1.5	Les équipements d'un pont.....	5
1.6	Mode de construction	5
1.7	Les avantages et les inconvénients des ponts à poutres préfabriquées par post-tension	5
1.7.1	Les avantages	5
1.7.2	Les inconvénients :	6

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

2.1	Présentation de l'ouvrage :	8
2.2	Caractéristique du projet	8
2.3	Donnée géotechnique	9
2.4	Programme de la reconnaissance géotechnique	9
2.4.1	Investigations et résultats	10
2.4.2	résultats des essais pressiométrique	10
2.5	Conclusion	11
2.6	Donnée sismiques	11
2.6.1	Classification des ponts	12
2.6.2	Le coefficient d'accélération A	12
2.6.3	Classification des sites RPOA	12
2.6.4	Spectre de réponse élastique.....	13
	Composante horizontale :	13
	Composante verticale :	13

CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

3.1	pré dimensionnement.....	16
-----	--------------------------	----

3.2	Caractéristiques géométriques des sections.....	17
3.2.1	Caractéristiques géométrique de la section médiane à vide (poutre seul)	17
3.2.2	caractéristique géométrique de la section médiane composite (poutre+dalle).....	19
3.2.3	Caractéristique de la section d’about à vide	20
3.2.4	Caractéristique de la section d’about composite (poutre+dalle).....	21
3.2.5	Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire à vide (poutre seul)	22
3.2.6	Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire composite (poutre+dalle).....	24
3.3	Définition de charge et surcharge	25
3.3.1	Introduction.....	25
3.3.2	EVALUATION DES CHARGES	25

CHAPITRE IV: ETUDE DE L’HOURDIS

4.1	MODELISATION DU TABLIER	31
4.1.1	Introduction.....	31
4.1.2	DEFINITION DE LOGICIEL	31
4.1.3	Modélisation du tablier	32
4.1.4	les chargements considérés sont	32
4.1.5	Les combinaisons utilisées sont	32
4.1.6	Modélisation de la poutre :	33
4.2	ETUDE DE L’HOURDIS	34
4.2.1	INTRODUCTION	34
4.2.2	ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS.....	34
4.2.3	EFFORT TRANCHANT	35
4.2.4	Détermination de ferrailage	35
4.2.5	VERIFICATION A L’ETAT LIMITE DE SERVICE.....	37
4.2.6	RESISTANCE A L’EFFORT TRANCHANT	38

CHAPITRE V: ETUDE DE LA PRECONTRAINT

5.1	INTRODUCTION	40
5.2	Définition de la précontrainte	40
5.3	Principe de la précontrainte	40
5.4	Types de précontrainte	41
5.5	Précontrainte par post-tension	41
5.6	Précontrainte par pré tension	41
5.7	Les avantages et les inconvénients de la précontrainte	42
5.8	Dimensionnement de la précontrainte	42

Les Contraintes admissibles	43
Section sous critique	43
Section sur critique.....	43
5.9 Détermination du nombre de câbles	44
5.10 VERIFICATION DES CONTRAINTES	45
5.11 EXPLOITATION A LONG TERME	46
5.12 Vérification à l'ELU	48
Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire:	51
5.13 Disposition des câbles	51
5.14 Calcul des pertes de la précontrainte.....	52
5.14.1 Les Pertes instantanées.....	52
5.14.2 Les pertes de tension par frottement	53
5.14.3 Les pertes de tension par recul d'ancrage	54
5.14.4 Pertes par raccourcissement du béton	55
5.14.5 Perte instantanée finale	55
5.15 les pertes différées.....	56
5.15.1 Pertes dues au retrait du béton	56
5.15.2 Pertes dus aux fluages du béton	56
5.15.3 Pertes dues à la relaxation des aciers	57
5.15.4 La perte différée finale	57
5.16 Récapitulative des pertes de tension	57
5.17 Conclusion	58
5.18 Ferrailage de la poutre	58
5.18.1 ARMATURE DE PEAU	59
5.18.2 Armature vertical.....	61
Espacement maximal:	61
5.18.3 Justification vis-à-vis l'effort tranchant:	62
5.18.4 Justification du béton:	65
5.18.5 Vérification de la contrainte de la compression:.....	65
5.19 CONCLUSION	65

CHAPITRE VI: BLES APPAREILS D'APPUI

6.1 Introduction.....	67
6.2 Les types des appareils d'appui.....	67
6.3 Les appareils d'appui en élastomère fretté.....	68

La désignation d'un appareil d'appui est :	68
6.4 Dimensionnement des appareils d'appui.....	68
6.4.1 Les sollicitations de calcul :.....	68
6.4.2 Aire de l'appareil d'appui :	68
6.4.3 Epaisseur nette de l'élastomère.....	69
6.4.4 Epaisseur des frettes :	69
6.5 Les efforts horizontaux en tête des appuis :	70
6.5.1 Déplacement due au retrait	70
6.5.2 Déplacement due au fluage	70
6.6 VERIFICATION DES CONTRAINT	71
6.6.1 Sollicitation sous la compression	71
6.6.2 Sollicitation sous la distorsion	72
6.6.3 Pour la dilatation thermique	72
6.6.4 Pour le retrait :	72
6.6.5 Condition de non glissement.....	72
6.6.6 Sécurité au flambement	73
6.7 Les bossages d'appuis	74
6.7.1 Dimensionnement de bossage d'appuis	74
6.7.2 Ferrailage des dés d'appui.....	75
6.8 JOINTS DE CHAUSSEE	76
6.8.1 Calcul des joints.....	76
6.8.2 Déplacement dû au freinage	76
6.8.3 Déplacement dû au séisme	77

CHAPITRE VII: ETUDE DE LA CULEE

7.1 INTRODUCTION	79
7.2 Pré dimensionnement de la culée.....	79
7.2.1 Mur de garde grève.....	79
7.2.2 La dalle de transition	80
7.2.3 la semelle.....	80
7.2.4 Les corbeau.....	80
7.2.5 Mur de front	81
7.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE :.....	81
7.4 CALCUL DU FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE	89
7.4.1 Ferrailage de mur de garde grève	89

7.4.2	Ferraillage de la dalle de transition	90
	évaluation des charges :	90
7.4.3	Ferraillage de Corbeau	92
7.4.4	Ferraillage de mur de front	94
7.5	Étude de la semelle	96
7.5.1	Ferraillage de la semelle	97
7.6	Mur de soutènement	99
7.6.1	Calcul des forces	100
7.6.2	Vérification de la stabilité	101
7.6.3	Stabilité du sol de fondation	101
7.6.4	Ferraillage de mur de soutènement :	102
7.6.5	Ferraillage de semelle de soutènement :	103
	Conclusion générale	107
	LISTE DE REFERENCES.....	108

Liste des figures

Figure 1 : Elément de terminologie des ponts	4
Figure 2 : Extrait de la zone d'étude a partir de Google Earth	8
Figure 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	11
Figure 4 : coupe transversal de la Section médiane à vide	17
Figure 5: coupe transversal de la Section médiane avec dalle	19
Figure 6 : coupe transversal de la Section d'about	20
Figure 7: coupe transversal de la Section d'about avec dalle	21
Figure 8: coupe transversal de la Section intermédiaire à vide	22
Figure 9: coupe transversal de la Section intermédiaire composite	24
Figure 10: disposition du système UIC	27
Figure 11 : Bibliothèque des modèles	31
Figure 12: table des charges considérées.....	32
Figure 13: Les combinaisons utilisées.....	33
Figure 14: modélisation de la poutre (poutre intermédiaire)	33
Figure 15: Exemple du moment longitudinal maximum.....	34
Figure 16: Principe de la précontrainte	40
Figure 17: Principe de la précontrainte	41
Figure 18: mode de précontrainte par pré-tension.....	41
Figure 19: les diagrammes de contrainte de P1 sous combinaisons rares.	47
Figure 20: les diagrammes de contrainte de P2 sous combinaisons rares.	48
Figure 21: la poutre de calcul	48
Figure 22: le un repère (x, y), dans la poutre.....	51
Figure 23: L'emplacement des câbles dans les sections des poutres.....	51
Figure 24 : l'air de la partie tendu à partir de diagramme de contrainte de P2 sous la combinaison rare	59
Figure 25: Ferrailage de la poutre	61
Figure 26: ferrailage vertical de la poutre	65
Figure 27: Photo réelle d'un appareil d'appuis	67
Figure 28: appareil d'appui en élastomère fretté.....	68
Figure 29: détail de l'appareil d'appuis choisie.(en mm)	70
Figure 30: la contrainte de cisaillement.....	71
Figure 31: Figure : contraintes de cisaillement	72
Figure 32: vu en plan de bossage	74
Figure 33: joint de chaussée	76
Figure 34: schéma d'une culée	79
Figure 35: Le corbeau.....	81
Figure 36: dimensionnement de la culée	82
Figure 37: Les efforts agissant sur le mur garde grève.....	89
Figure 38: Mur de soutènement.....	99

liste des tableaux

Tableau 1 : Coupe géologique du sondage ‘montant de rive 1	10
Tableau 2 : Coupe géologique du sondage montant de rive 2.....	10
Tableau 3 résultats des essais pressiométrique.....	10
Tableau 4 classification des ponts	12
Tableau 5 coefficients d’accélération de zone.....	12
Tableau 6 Classification des sites.....	12
Tableau 7 valeurs de T1,T2 et S pour la composante horizontale.....	13
Tableau 8 valeurs de T1,T2 et S pour la composante verticale	14
Tableau 9 : Caractéristiques géométrique de la section médiane à vide (poutre seul):.....	18
Tableau 10: récapitulation du résultat de la section médiane à vide	18
Tableau 11: Caractéristiques géométrique de la section médiane avec dalle (poutre seul):.....	19
Tableau 12: récapitulation du résultat de la section médiane avec dalle.....	20
Tableau 13: coupe transversal de la Section médiane d'about.....	21
Tableau 14: récapitulation du résultat de la section d'about.....	21
Tableau 15: Caractéristique de la section d’about composite (poutre+dalle).....	22
Tableau 16: récapitulation du résultat de la section d'about avec dalle.....	22
Tableau 17: Caractéristique de la section intermédiaire à vide.....	23
Tableau 18: récapitulation du résultat de la section intermédiaire	23
Tableau 19: Caractéristique de la section intermédiaire composite	24
Tableau 20: récapitulation du résultat de la section intermédiaire composite.....	25
Tableau 21: moment max longitudinale (KN.m)	34
Tableau 22: moment max transversale (KN.m).....	35
Tableau 23: Calcul précontrainte :	42
Tableau 24: Récapitulation des résultats de précontrainte	45
Tableau 25: les contraintes de P1 sous combinaisons rares.	47
Tableau 26: les contraintes de P2 sous combinaisons rares.	48
Tableau 27: les coordonnées de tracé des câbles / fibre inférieure.....	52
Tableau 28: Les pertes de tension par frottement.....	53
Tableau 29: Les pertes de tension par recul d’ancrage.....	54
Tableau 30: Pertes par raccourcissement du béton.....	55
Tableau 31: récapitulative des pertes différés.	57
Tableau 32: récapitulative des pertes instantanées.....	58
Tableau 33: récapitulative des pertes totales	58
Tableau 34: rappel de Caractéristiques géométriques de la poutre en about.....	63
Tableau 35: rappel des Caractéristiques géométriques de la poutre en about+ hourdis.....	64
Tableau 36: la descende de charge de la culée	82
Tableau 37: Calcul en construction avec remblai.....	84
Tableau 38: Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U	85
Tableau 39: : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S	86
Tableau 40: Les efforts sollicitant la culée à cas accidentelle	87

Tableau 41: les efforts agissant sur mur garde grève	89
Tableau 42: les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U	94
Tableau 43: les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S.....	94
Tableau 44: Tableau : Les sollicitations au niveau de la semelle.....	96
Tableau 45: sollicitation de mur de soutènement (poids propre)	100
Tableau 46: les contraintes agissant sur le mur de soutènement	102
Tableau 47 : Devis estimatif pour ouvrage pk 1+225 sur la RN 06(béton précontraint).....	106

Introduction générale

Le développement d'un pays est évalué à travers une économie forte élaboré et étudié par des experts scientifiques en collaboration avec les universités des quatre coins du pays et selon la richesse et la vocation de chaque wilaya ou bien de la région

Pour nous permettre de mettre en œuvre la stratégie trace par les scientifiques, il y, a trois paramètres très important

-le développement du réseau routier à savoir (chemin de wilaya, routes national, autoroute

-La réalisation du réseau ferroviaire qui relie trois axes à savoir, le nord du pays avec les hauts plateaux et le grand sud

Cette stratégie elle permet de désenclaver ces régions isolées et de créer la richesse et assure la stabilité de la population

Aussi elle permet d'attirer les investisseurs pour s'installer et lancer les opérations d'investissement selon la vocation de la région, avec l'accompagnement d'encadrement compétent qui mettra à la disposition des acteurs économique des tableaux de bord, financier, technique, juridique et tous les moyens humains, matérielle et financier et ce conforme à la planification élaboré.

Dans cette optique, la nouvelle stratégie économique de notre pays nous impose de construire et de rénover l'ensemble du réseau national qui ne répond pas aux besoins des acteurs économiques et usager et notre projet fait partie de cette stratégie.

La conception des ouvrages d'art à savoir « Viaduc, Pont, Rétablissement Routier, Pont Rail, Dalot différent type »

Doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager, quand l'on distingue d'une part.

-Le troisième paramètre qui très important les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques techniques

Permettre au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage d'art et de franchissement et d'autre part les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

Notre projet de fin d'études concerne l'étude d'un pont ferroviaire en béton précontraint à but de comparer avec la solution béton armé de type semi préfabriqué.

CHAPITRE I :

GENERALITES

CHAPITRE I : GENERALITEE**1.1 Introduction**

Dans la construction d'une voie de circulation il y'a des obstacles naturel comme les cours d'eau, et des obstacles artificiel comme les routes et les voies ferrées. Pour éviter ces derniers et maintenir la continuité de la voie on a des solutions d'éliminer l'obstacle avec des remblais ou déviée le cour d'eau, ou conserver l'obstacle on utilisons un pont.

1.2 Définition d'un pont

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication ...) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou de ligne ferroviaire dans le cas d'un pont rail

1.3 les différents types de pont**1.3.1 Pont en arc**

- Pont a voute pour les courtes portées, ils ne travaillent qu'en compression.
- Pont an arche, dans un pont en arche, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche

1.3.2 Pont a poutres

- Pont a poutres l'âme pleine : La structure peut être assimilée à des poutres droites travaillent à la flexion
- Pont a poutre en caisson : un type d'ouvrage ou le tablier assure la résistance à la torsion, constitué d'un ou plusieurs caissons creux.
- Pont encorbellement : la construction de l'ouvrage faite fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final,

1.3.3 Pont a câbles

- pont suspendu, c'est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles et ces pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs.
- pont à haubans, c'est un pont à câbles en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.

1.4 Les différentes parties d'un pont

Le pont se compose de deux parties une partie infrastructure et une partie superstructure :

1.4.1 Partie infrastructure

C'est la partie qui transmette les charges entre l'appui et le sol (la fondation), on distingue trois types de fondation :

- fondation profonde (les pieux)
- fondation semi-profonde (les puits)
- fondation superficielle (les semelles ou radier)

1.4.2 partie superstructure

c'est l'ensemble des éléments situés au-dessus de terrain et composant l'ouvrage (les appuis, tablier).

Les appuis : on a deux types d'appuis :

- **La pile :** est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage.
- **Les culées :** sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus.

Tablier : on a plusieurs types de tablier :

- Les tabliers en dalle,
- Les tabliers à poutres sous chaussée (poutres en béton armé ou poutres en béton précontraint)
- Les tabliers en caisson,
- Les tabliers métalliques

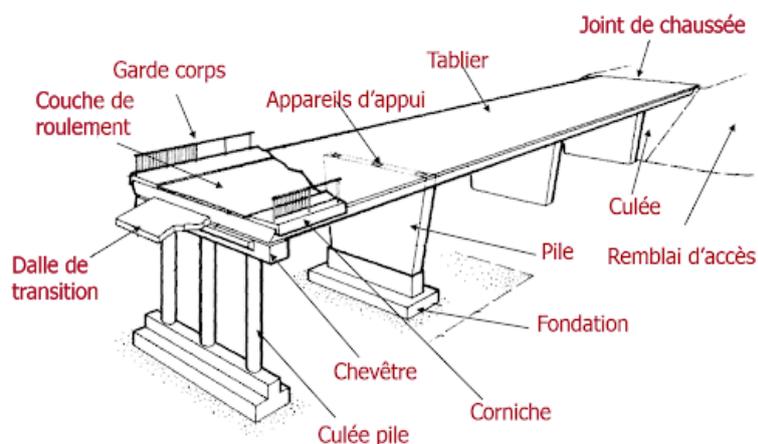


Figure 1 : Elément de terminologie des ponts

1.5 Les équipements d'un pont

- 1 -.Etanchéité et couche de roulement
- 2 - Joints de dilatation
- 3 -dispositifs de retenue pour les ponts routière
- 4 – Corniches et les trottoirs
- 5 - Appareil d'appui
- 6 - Evacuation des eaux

1.6 Mode de construction

Les poutres sont préfabriquées en série sur chantier, la précontrainte est assurée par posttension, elle est réalisée par des armatures mises en tension par appui sur le béton suffisamment durci, et elles sont munies d'ancrages à leurs extrémités.

Le mode de construction s'établit comme suit :

- Mise en place des fondations ;
- Mise en place des piles et des culées ;
- Mise en tension des câbles sortant à l'about ;
- Mise en place des appareils d'appuis ;
- Mise en place des poutres préfabriquées ;
- Coulage de la dalle ;
- Mise en place des superstructures

1.7 Les avantages et les inconvénients des ponts à poutres préfabriquées par post-tension**1.7.1 Les avantages**

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier ;
- Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois ;
- La préfabrication permis d'éviter l'encombrement des échafaudages ;
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Le délai de construction peut être fait rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis ;

1.7.2 Les inconvénients :

Les travées indépendantes présentent des inconvénients de deux ordres :

- Les talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme.
- Les joints de chaussées qui séparent les travées sont des organes fragiles qui nécessitent un entretien coûteux.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

2. CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET**2.1 Présentation de l'ouvrage :**

Il s'agit d'un pont précontraint d'une seule travée devant servir au passage de la ligne ferroviaire franchissant un dédoublement de la RN6 à 56.4817 degré par rapport à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Le pont projeté supportera 2 voies ferrées situées au P.K 1+225 sur la nouvelle ligne ferroviaire entre Mecheria et El Bayadh sur un linéaire de 130 km

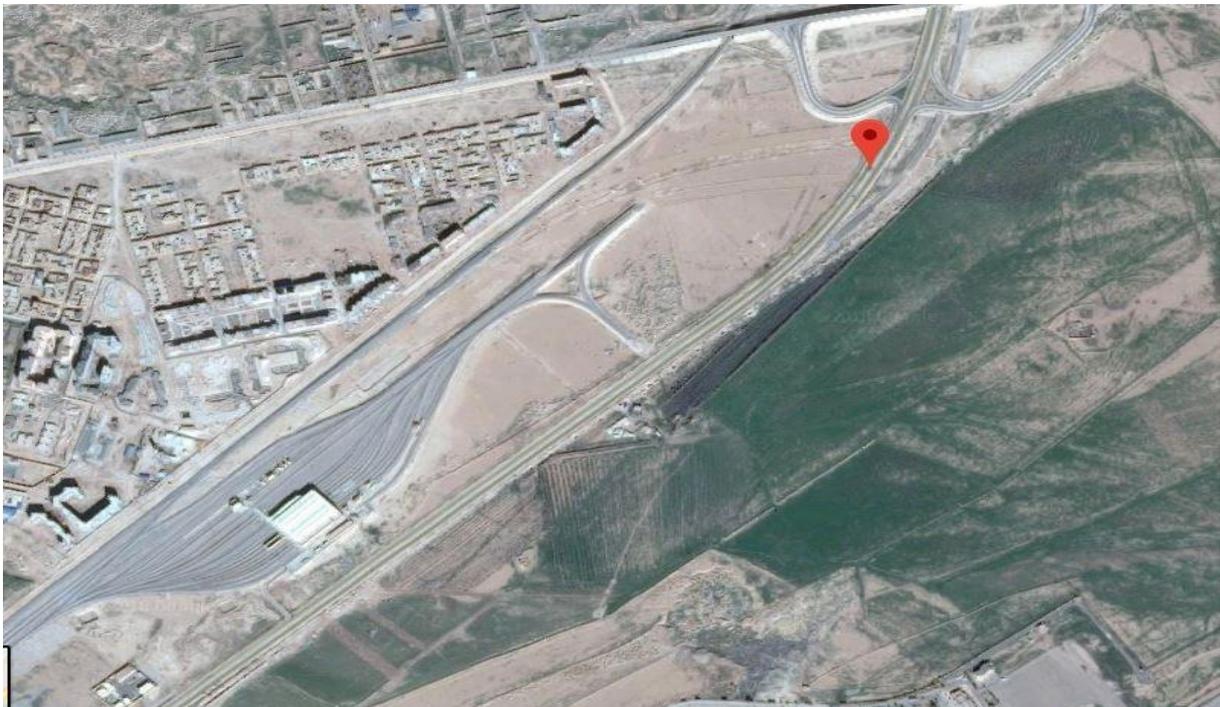


Figure 2 : Extrait de la zone d'étude a partir de Google Earth

Caractéristique du projet

- La distance entre axe de deux voies ferroviaires égale 4.20m
- Largeur du tablier est de 12.3 m
- Le tablier se compose de 9 poutres précontraints avec hauteur de 1,70 m , une largeur de la poutre 1,07m , la dalle hourdis en BA (ep=25 cm)
- Les appuis ou culées seront constitués par des montants en BA (ep= 1m) semi préfabriqués liaisonnés en fondation et en tête au moyen de béton coulé en place « clavetage »
- Les fondations seront superficielles coulées en place (selon le rapport géotechnique)
- La ligne ferroviaire est oblique à 56.4817 ° par rapport au l'axe longitudinale

2.3 Donnée géotechnique

Dans l'objectif de l'analyse du sol pour l'étude géotechnique de cet ouvrage nous allons utiliser les résultats de la reconnaissance de sol par l'aperçu géologique de la zone, l'investigation géotechnique in situ, essais et analyses au laboratoire.

Le processus de reconnaissance du sol est une opération majeure qui doit être établie est prise en considération vu son importance et son indispensabilité, cette reconnaissance permet de :

- Définition du cadre géologique, hydrogéologique et topographique général du site étudié et prise en compte des avoisinants du projet.
- Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels : détection des cavités, stabilité général d'un site (par rapport au glissement de terrain par exemple), sismicité.
- Définitions des terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenus des talus et parois des fouilles.
- Définition de l'influence de circulations d'eaux souterraines, agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons.
- Définition de l'influence de la nature et de la répartition des formations géologiques sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage : détermination des sollicitations que sont capables de reprendre ces formations en fonction des projets, définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous ouvrages ;
- Définition de l'incidence sur l'environnement avoisinant le projet : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liés aux futurs travaux ;

2.4 Programme de la reconnaissance géotechnique

Le programme d'investigation géotechnique réaliser sur la base du détail indicatif des exigence géotechnique mis a sa disposition se comporte :

- 1) Deux sondages carottés de 15m de profondeur sous les deux culées avec prélèvement d'échantillons pour la description géologique et l'analyse géotechnique
- 2) 01 sondage pressionométriques de 15 m de profondeur sous la pile dans lequel a été réalisé 01 essai pressionométriques
- 3) Les essais géotechniques de laboratoire réalisés sur les échantillons intacts et paraffinés extraits des sondages carottés, à savoir :

Les essais géotechniques d'identification comprenant les mesures des densités sèche et humide du sol, de la teneur en eau, des limites d'atterberg et l'analyse granulométrique et sédimentométrique du sol ainsi que la teneur en carbonate de calcium du sol.

2.4.1 Investigations et résultats

Les résultats obtenus des 3 sondages carottés nous adonné les résultats suivantes :

Tableau 1 : Coupe géologique du sondage 'montant de rive 1

N° de la couche	Epaisseur en m	Nature du sol
1	0.0m a 0.2m	Terre végétale
2	0.2m a 5.0m	Encroutement de calcaire rosâtre
3	5.0m a 8.3m	Argile limoneuse rougeâtre pâteuse
4	8.30m a 15.00m	Conglomérat noyés dans une argile

Tableau 2 : Coupe géologique du sondage montant de rive 2

N° de la couche	Epaisseur en m	Nature du sol
1	0.00m a 0.20m	Terre végétale
2	0.20m a 1.40m	Encroutement de calcaire tufacé.
3	1.40m a 5.00m	Argile limoneuse rougeâtre et
4	5.00m a 15.00m	Conglomérat noyés dans une

2.4.2 résultats des essais pressiométrique

Tableau 3 résultats des essais pressiométrique

Plages des pressions	Nature du sol	Catégories du sol
Moins de 12	Argile	Catégorie I
18-40	Argile raide et marne	Catégorie II
10-20	Sable et gravier	Catégorie III
30-60	Sable et gravier	Catégorie III bis

N° du sondage pressiométrique : Sp

Profondeur : 11 :00m

Nature de formation : argile rougeâtre conglomératique

PI* : 0.90 MPa

E_m : 78.7 MPa

E_m/PI^* :87.5

2.5 Conclusion

La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars

2.6 Donnée sismiques

D'après le règlement parasismique applique aux domaine des ouvrages d'art(RPOA 2008)l'Algérie est divisé en 5 zone de sismicité :

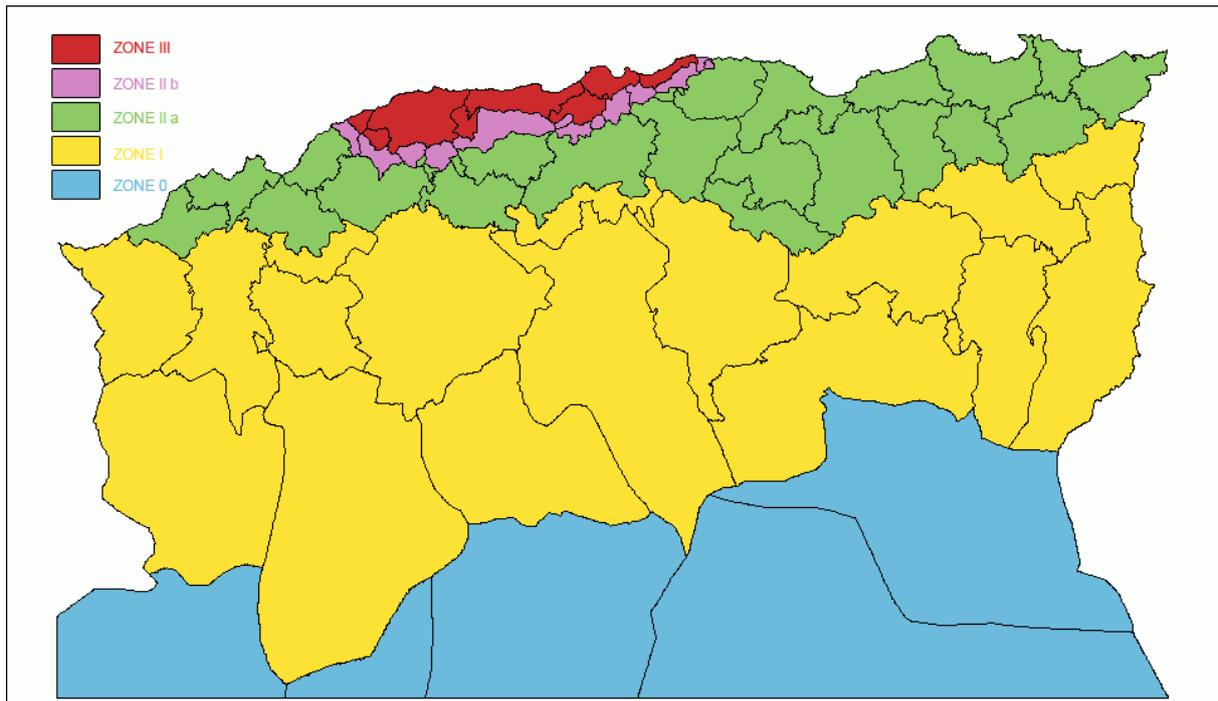


Figure 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

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

2.6.1 Classification des ponts

Tableau 4 classification des ponts

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

2.6.2 Le coefficient d'accélération A

Tableau 5 coefficients d'accélération de zone

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

2.6.3 Classification des sites RPOA

Tableau 6 Classification des sites

Site	Type de sol
S1	Sol rocheux
S2	Sol ferme
S3	Sol meuble
S4	Sol très meuble

L'évaluation de l'action sismique à été effectuée moyennant l'hypothèse définie ci-après :

- Zone sismique : 1 (Naâma /Bayadh)
- Groupe du pont : 1
- Sol-consideré meuble site S3

La valeur de coefficient d'accélération A pour une période d'un siècle et : $A=0,15$

2.6.4 Spectre de réponse élastique

Composante horizontale :

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

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

g: accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau3-5)

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-5 du Règlement parasismique algérien)

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : $\zeta = 5 \%$

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

Tableau 7 valeurs de T1,T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ($\eta = 1,0$) par :

$$Sae^v(T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{1.5T}{T_1}\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & 3,0s \leq T \end{cases}$$

g: accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau3-6)

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site

Tableau 8 valeurs de T1,T2 et S pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.4	0.4

**CHAPITRE III:
PREDIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DES
CHARGES**

3. CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

3.1 pré dimensionnement

L'ouvrage est un pont à poutre, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide S.E.T.R.A des ponts à poutres

Longueur des travées

Le pont comporte une travée de 33,40m

Largeur des voies :

La largeur totale de l'ouvrage est de 12.30 m avec deux trottoirs de 1.72 m

Hauteur des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A la hauteur des poutres est donnée dans l'intervalle:

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{15}$$

Avec : L : la portée réel de la poutre

$$L = 33.4 \text{ m}$$

$$1.518 \leq H_t \leq 2.226$$

$$H_t = 1.95 \text{ m}$$

$$H_p = H_t - H_h$$

Avec : H_p : hauteur de la poutre

H_h : hauteur de l'hourdis

Largeur de la table de compression :

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression est voisine de 60 de la hauteur de la poutre.

$$0.6H_p \leq b \leq 0.7H_p$$

$$1.02 \leq b \leq 1.19$$

Avec :

b : largeur de la table de compression

On prend : $b = 1.07 \text{ m}$

3.2 Caractéristiques géométriques des sections

Notations :

b : la largeur de la section

h : la hauteur de la section

S : la surface de la section

Z : la distance du centre de gravité de la i^{ème} section a la base de la poutre ;

B : le moment statique

V_{sup} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure

V_{inf} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure

I : le moment d'inertie de l'i^{ème} section par rapport à son centre de gravité

I_0 : le moment d'inertie total par rapport au centre de gravité de la section totale

ρ : Rendement de la section

3.2.1 Caractéristiques géométrique de la section médiane à vide (poutre seul)

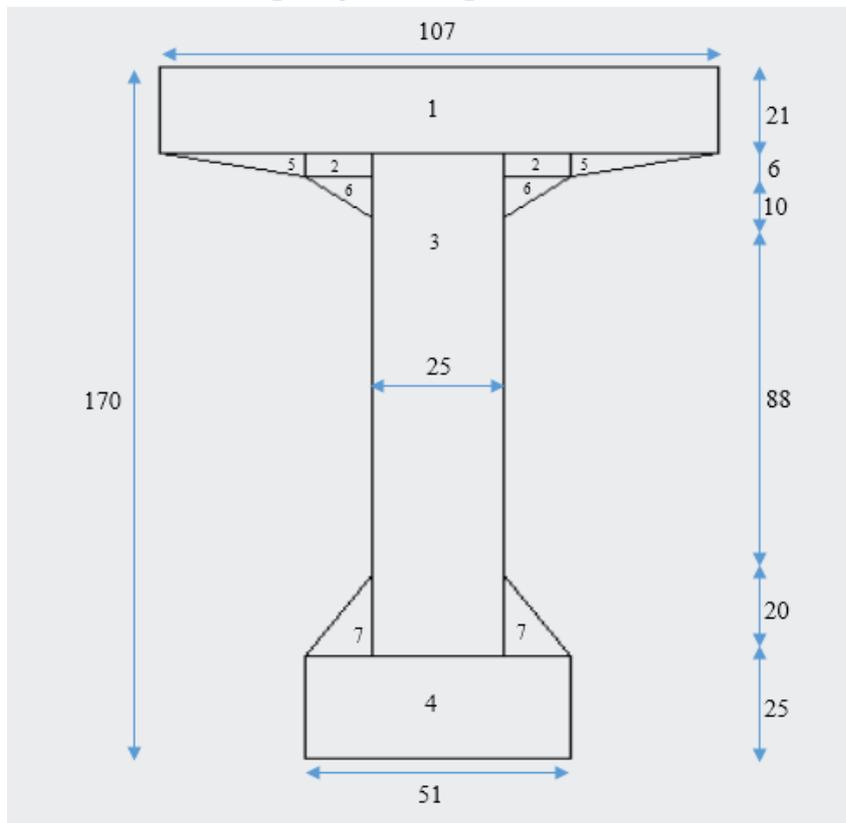


Figure 4 : coupe transversal de la Section médiane à vide

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 9 : Caractéristiques géométrique de la section médiane à vide (poutre seul):

élément	b	h	S	Z	B=S*z	I ₀ =bh ³ /12	
(1)	107	21	2247	159.5	358396.5	82577.25	57246819
2×(2)	10	6	120	146	17520	360	2558280
(3)	25	124	3100	87	269700	3972133.3	27436033.3
(4)	51	25	1020	12.5	12750	66406.25	225781.25
(5)	31	6	186	147	27342	372	4019646
(6)	10	10	100	139.67	13967	555.54	1951326.4
(7)	13	20	260	31.67	8234.2	5777.78	266554.8
Σ			7288		707909.7		93704440.75

On a : $V' = \frac{\sum B}{\sum S} = 97.13 \text{ cm}$

$V = 170 - 97.13 = 72.87 \text{ cm}$

$I_G = I/\Delta - B \times V_{inf} = 93704440.75 - 707909.7 \times 97.13 = 24945171.5 \text{ cm}^4$

Le rendement de la section est donnée par :

$\rho = \frac{I_G}{S \times V' \times V'} = \frac{24945171.5}{7288 \times 97.13 \times 72.87} = 0.4835 = 48.35 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$

Tableau 10: récapitulation du résultat de la section médiane à vide

S(cm ²)	7288
V' (cm)	97.13
V (cm)	72.87
I _G	24945171.5
ρ	0.4835

3.2.2 caractéristique géométrique de la section médiane composite (poutre+dalle)

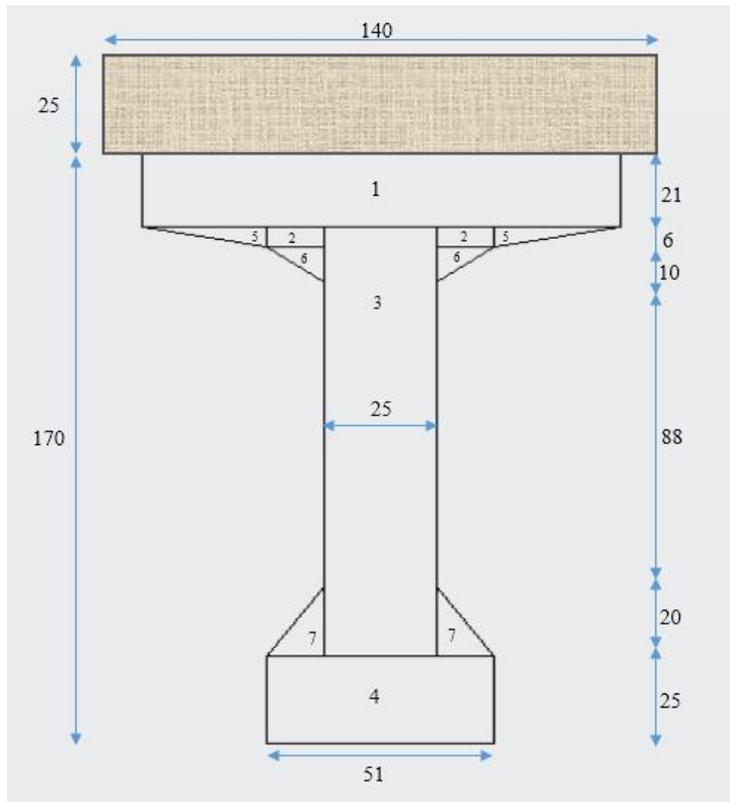


Figure 5: coupe transversal de la Section médiane avec dalle

Tableau 11: Caractéristiques géométrique de la section médiane avec dalle (poutre seul):

élément	b	h	S	Z	B=S*z	$I_0=bh^3/12$	
(1)	107	21	2247	159.5	358396.5	82577.25	57246819
2×(2)	10	6	120	146	17520	360	2558280
(3)	25	124	3100	87	269700	3972133.3	27436033.3
(4)	51	25	1020	12.5	12750	66406.25	225781.25
(5)	31	6	186	147	27342	372	4019646
(6)	10	10	100	139.67	13967	555.54	1951326.4
(7)	13	20	260	31.67	8234.2	5777.78	266554.8
dalle	140	25	3500	182.5	638750	182291.67	116754166.7
Σ			10788		1346659.7		210458607.5

On a : $V = \frac{\Sigma B}{\Sigma S} = 124.82 \text{ cm}$

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

$$V = 170 - 97.13 = 70.18 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{\text{inf}} = 210458607.5 - 1346659.7 \times 124.82 = 42368543.7 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_G}{S \times V \times V'} = \frac{42368543.7}{10788 \times 124.82 \times 70.18} = 0.4483 = 44.83 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$$

Tableau 12: récapitulation du résultat de la section médiane avec dalle

S(cm ²)	10788
V' (cm)	124.82
V (cm)	70.18
I _G	42368443.7
ρ	0.4483

3.2.3 Caractéristique de la section d'about à vide

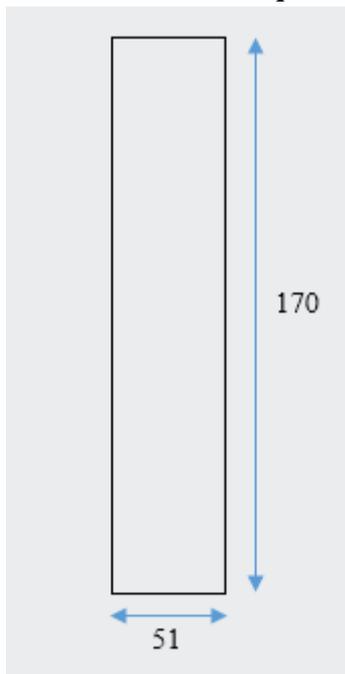


Figure 6 : coupe transversal de la Section d'about

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 13: coupe transversal de la Section médiane d'about

élément	b	h	S	Z	B=S*z	I ₀ =bh ³ /12	
1	51	170	8670	85	736950	20880250	83521000

On a : $V' = \frac{\sum B}{\sum S} = 85 \text{ cm}$

$$V = 170 - 85 = 85 \text{ cm}$$

$V = V'$ (la symétrie)

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{inf} = 20880250 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_G}{S \cdot V \cdot V'} = 0.4351 = 43.51 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$$

Tableau 14: récapitulation du résultat de la section d'about

S(cm ²)	8670
V' (cm)	85
V (cm)	85
I _G	20880250
ρ	0.4351

3.2.4 Caractéristique de la section d'about composite (poutre+dalle)

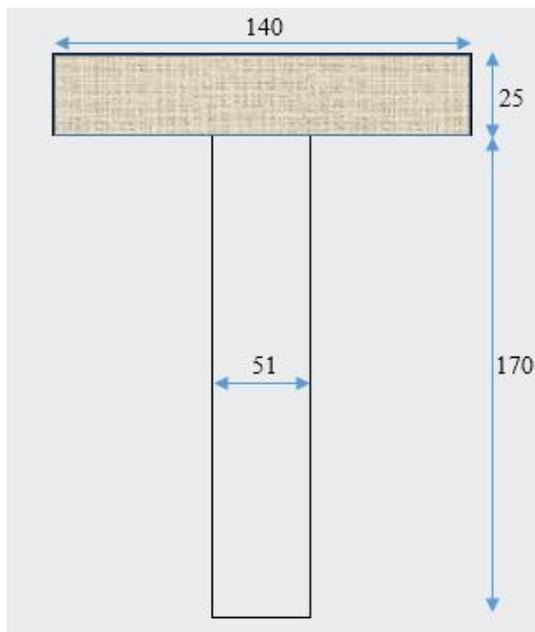


Figure 7: coupe transversal de la Section d'about avec dalle

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 15: Caractéristique de la section d'about composite (poutre+dalle)

élément	b	h	S	Z	B=S*z	I ₀ =bh ³ /12	
Poutre	51	170	8670	85	736950	20880250	83521000
dalle	140	25	3500	182.5	638750	182291.67	116754166.7
Σ			12170		1375700		200275166.7

On a : $V' = \frac{\sum B}{\sum S} = 113.04 \text{ cm}$

$$V = 195 - 113.04 = 81.96 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{inf} = 44766038 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_G}{S \times V \times V'} = 0.3970 = 39.7 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$$

Tableau 16: récapitulation du résultat de la section d'about avec dalle

S(cm ²)	12170
V' (cm)	113.04
V (cm)	81.96
I _G	44766038
ρ	0.397

3.2.5 Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire à vide (poutre seul)

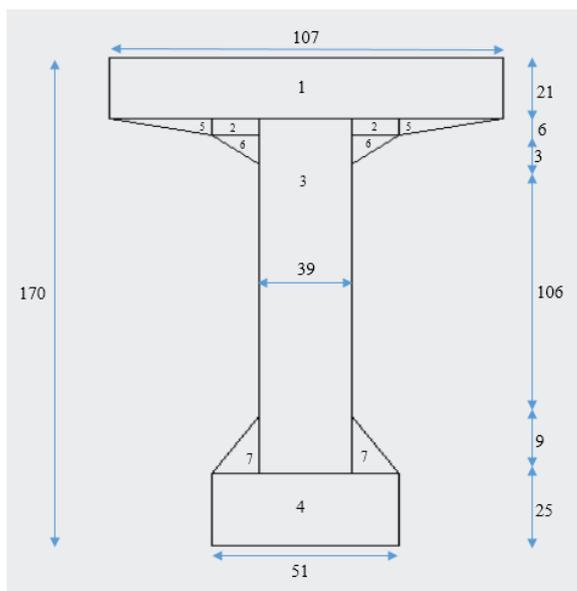


Figure 8: coupe transversal de la Section intermédiaire à vide

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 17: Caractéristique de la section intermédiaire à vide

élément	b	h	S	Z	B=S*z	I ₀ =bh ³ /12	
(1)	107	21	2247	159.5	358396.5	82577.25	57246819
2* 2)	3	6	36	146	5256	108	767484
(3)	39	124	4836	87	420732	6196528	42800212
(4)	51	25	1020	12.5	12750	66406.25	225781.25
(5)	31	6	186	147	27342	372	4019646
(6)	3	3	9	142	1278	4.5	181480.5
(7)	6	9	54	28	1512	243	42579
Σ			8388		827266.5		105284001.8

On a : $V' = \frac{\sum B}{\sum S} = 98.625 \text{ cm}$

$$V = 170 - 98.625 = 71.375 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{inf} = 23694843.2 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_G}{S \cdot V \cdot V'} = 0.4012 = 40.12 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$$

Tableau 18: récapitulation du résultat de la section intermédiaire

S(cm ²)	8388
V' (cm)	98.625
V (cm)	71.375
I _G	23694843.2
ρ	0.4012

3.2.6 Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire composite (poutre+dalle)

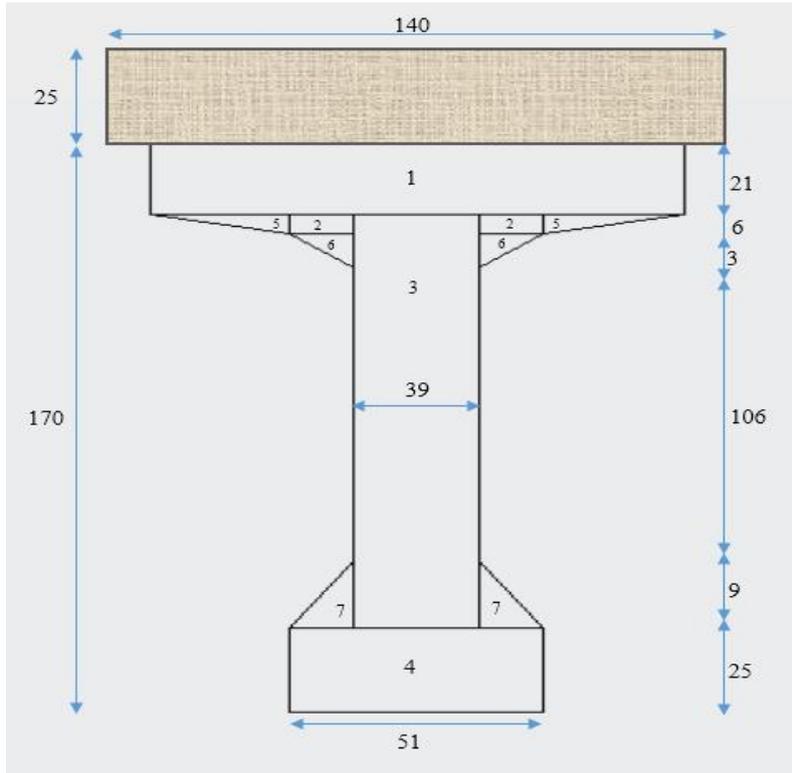


Figure 9: coupe transversal de la Section intermédiaire composite

Tableau 19: Caractéristique de la section intermédiaire composite

élément	b	h	S	Z	B=S*z	I ₀ =bh ³ /12	
(1)	107	21	2247	159.5	358396.5	82577.25	57246819
2* 2)	3	6	36	146	5256	108	767484
(3)	39	124	4836	87	420732	6196528	42800212
(4)	51	25	1020	12.5	12750	66406.25	225781.25
(5)	31	6	186	147	27342	372	4019646
(6)	3	3	9	142	1278	4.5	181480.5
(7)	6	9	54	28	1512	243	42579
dalle	140	25	3500	182.5	638750	182291.67	116754166.7
Σ			11888		1466016.5		222038168.5

On a : $V' = \frac{\sum B}{\sum S} = 123.3 \text{ cm}$

$V = 195 - 123.3 = 71.7 \text{ cm}$

$IG = I/\Delta - B \times V_{inf} = 41278334 \text{ cm}^4$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_G}{S \cdot V \cdot V'} = 0.3927 = 39.27 \% \quad \text{Donc, notre Section est normale}$$

Tableau 20: récapitulation du résultat de la section intermédiaire composite

S (cm ²)	11888
V' (cm)	123.3
V (cm)	71.7
I _G	41278334
ρ	0.3927

3.3 Définition de charge et surcharge

3.3.1 Introduction

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un pont ferroviaire en béton précontraint à neuf poutres. Le but de cette partie est de calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont.

3.3.2 EVALUATION DES CHARGES

Pour notre ouvrage, l'évaluation des charges Représenté en trois natures :

- Charges permanentes
- Charges variables
- Charges accidentelles

a) Charges permanentes :

Poids propre des poutres :

On a des poutres de variable section :

$$S_1 = 0.867 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.8643 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.7288 \text{ m}^2$$

$$V = S \times L = (0.867 \times 0.325 + 0.8643 \times 7.195 + 0.7288 \times 9.18) \times 2 = 26.73 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } P_p = 26.73 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 668.25 \text{ KN}$$

Donc le poids propre total des poutres (9 poutres) est :

$$P_T = 658.25 \times 9 = 6014.25 \text{ KN}$$

Poids de la dalle :

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

$$P_{\text{dalle}} = \text{épaisseur} \times \text{longueur} \times \text{largeur} \times \gamma_b = 0.25 \times 33.4 \times 12.3 \times 25 = 2567.6 \text{ KN}$$

Poids du au ballast+ rails+Traverse+remblais/dalle :

Cette action permanente est due aux charges suivantes :

Poids du ballast (ép =50cm ; $\gamma_{\text{bal}}=17\text{KN/m}^3$)

$$17 \times 0,5 = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

Armement de la voie (rails+traverses)

$$5.77 \text{ KN/m}^2$$

Poids remblais sur dalle ep=0.3m

$$18 \times 0.3 = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

Poids du dallète + mur garde ballaste +longrine :

$$\text{Longrine : } S_L = 0.6 \times 0.25 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Dallette : } S_D = 1.35 \times 0.05 = 0.067 \text{ m}^2$$

$$\text{G.Ballaste : } S_{GB} = 0.75 \times 0.18 = 0.135 \text{ m}^2$$

$$PT = (\sum S \times \gamma_b) / 1.72 = (0.352 \times 25) / 1.72 = 5.11 \text{ KN}$$

Garde corps :

$$P = 1.5 \text{ KN/m}$$

b) charges variables :

Actions dues au retrait/fluage :

retrait :

on admettra 40% seulement :

$$D\epsilon_r = (1 - 0,60) \times (\epsilon_{r0}) \times L \quad \text{avec} \quad (\epsilon_{r0} = 3,5 \cdot 10^{-4} \quad \text{Et} \quad L = 33.4\text{m})$$

$$D\epsilon_r = 116 \times 10^{-4} \text{m}$$

fluage :

N.B : on admettra 60% seulement :

$$D_{fl}=0,6 \times 2,5 \times 7 \times 33,4 / (32,16 \times 10^3) \quad \text{avec} \quad E_{bc}=32,16 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$D_{fl}=109 \times 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Et} \quad \sigma_b=7 \text{ MPa}$$

$$\Delta r_f = D \varepsilon_r + D_{fl}$$

$$\Delta r_f = (116 + 109) \times 10^{-4} = 225 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Un déplacement en tête d'appui de $112,5 \times 10^{-4} \text{ m}$ engendra un effort de 88.41 KN

Action due à l'UIC :

Les charges verticales :

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique dû à un trafic ferroviaire standard. Il ne décrit pas de charges réelles. Il a été sélectionné afin que ses effets, les majorations dynamiques étant prises en compte séparément, représentent ceux du trafic réel. Ce chargement est caractérisé par des forces ponctuelles (250Kn) qui représentent la locomotive et une charge répartie (80KN/m) due aux wagons tel que représentés ci-après :

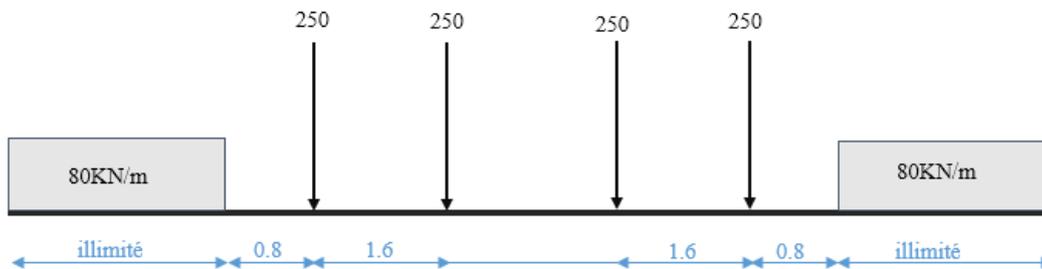


Figure 10: disposition du système UIC

Coefficients dynamiques :

Vis-à-vis du moment fléchissant :

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L}-0,2} + 0,73 \quad L=33,4 \text{ m}$$

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{33,4}-0,2} + 0,73 = 1,12$$

Vis-à-vis des efforts tranchants :

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{L}-0,2} + 0,82$$

$$\Phi=1,08$$

freinage et /ou accélération :

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structurel considéré.

L'action due au freinage est donnée par :

$$\circ Q_{fr} = 20 \times L = 20 \times 33.4 = 668 \text{ KN}$$

L'action due à l'accélération s'exprime par :

$$\circ Q_{ac} = 33 \times L = 33 \times 33.4 = 1102.2 \text{ KN}$$

Surcharges UIC :

$$\text{Poussée} = Q_{uic} \times k_a = 80 \times 0.45 \text{ KN/m}^2$$

cette action étant répartie uniformément sur les montants.

Action du au remblai :

a) poussée des terres :

Cette action s'exerce horizontalement sur les montants

$$Z=0 \rightarrow \sigma = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$\sigma = 0.45 \cdot 18 \cdot 1 = 8.10 \text{ KN/m}^2 \quad \text{on a : } k_a = k_o = 0.45 \text{ et } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$8 \cdot 0.45 \cdot 9 = 77.08 \text{ KN/m}^2$$

Poids des remblais :

Cette action s'exerce verticalement sur les patins des semelles

$$\text{Patin arrière : } 18 \times 9,51 = 171.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Patin avant : } 18 \times 1 = 18 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges sur remblai :

Action vertical :

La surcharge du remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$ sur patin arrière.

a) Action horizontale (POUSURCH)

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_h = k_a \times q = 0,45 \times 10 = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

c) Actionsismique :

L'évaluation de l'action sismique à été effectuée moyennant l'hypothèse définie ci-après :

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

- . Zone sismique : 1 (Naâma /Bayadh)
- . Groupe du pont :1
- . Sol-considéré meuble site S3

La valeur de coefficient d'accélération A pour une période d'un siècle et : $A=0,15$

$$P_s = P_{\text{tablier}} \times A = 7859 \times 0.15 = 1178.85 \text{ KN}$$

CHAPITRE IV:

ETUDE DE

L'HOURLDIS

4. CHAPITRE IV: ETUDE DE L'HOURLDIS

4.1 MODELISATION DU TABLIER

4.1.1 Introduction

Le calcul des éléments résistants des ponts peut être effectué par des méthodes manuelles comme la méthode de Guyon – Massonnet ou par l'utilisation de l'outil informatique et notamment la méthode des éléments finis. Dans cette étude, on a utilisé le logiciel SAP2000

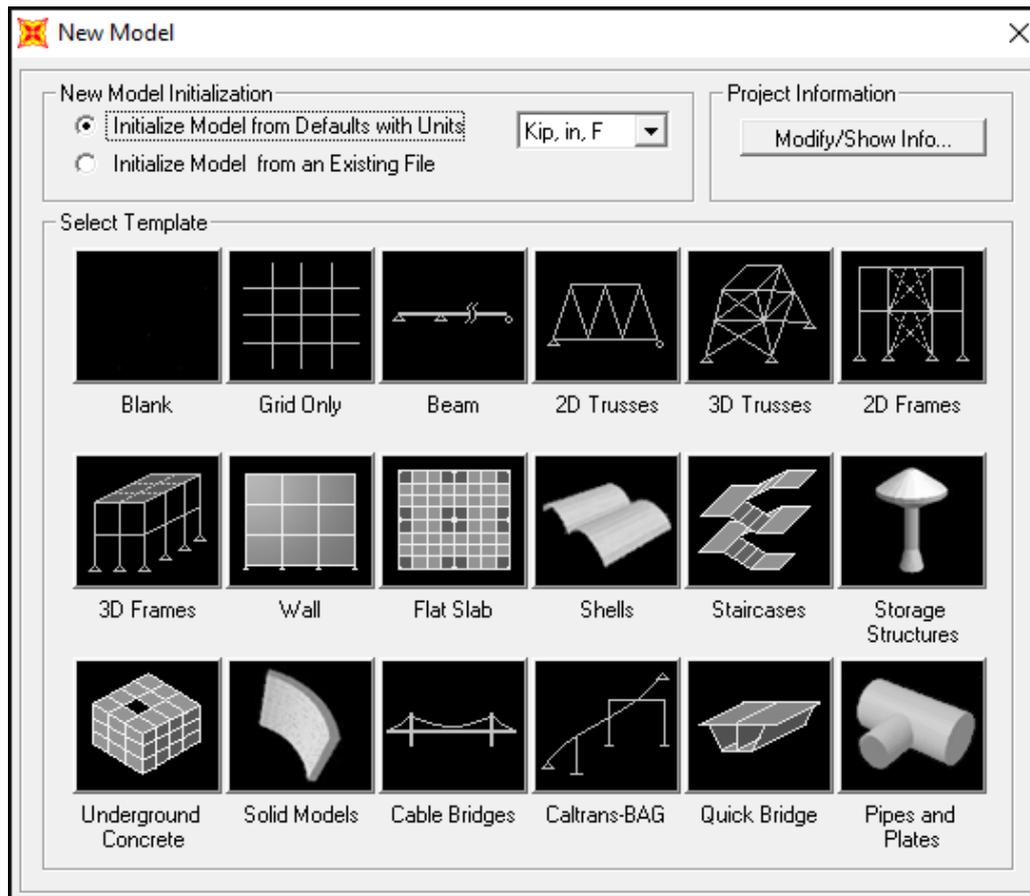


Figure 11 : Bibliothèque des modèles

4.1.2 DEFINITION DE LOGICIEL

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiment et ouvrage de génie civil , il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique, Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

4.1.3 Modélisation du tablier

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec une travée indépendante

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par des appuis, les poutres sont modélisées par des éléments FRAME et la dalle est modélisée en élément SHELL (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 9 poutres de section variable)

4.1.4 les chargements considérés sont

- G : charge permanente définie comme une charge statique(DEAD)
- Q : dalle + longrine + mur garde ballaste
- G_{ballaste} : ballaste
- G_{remblais} : remblais sur dalle
- G_{rail} : rails + traverses
- Q_{uic} : La charge mobile UIC (train)

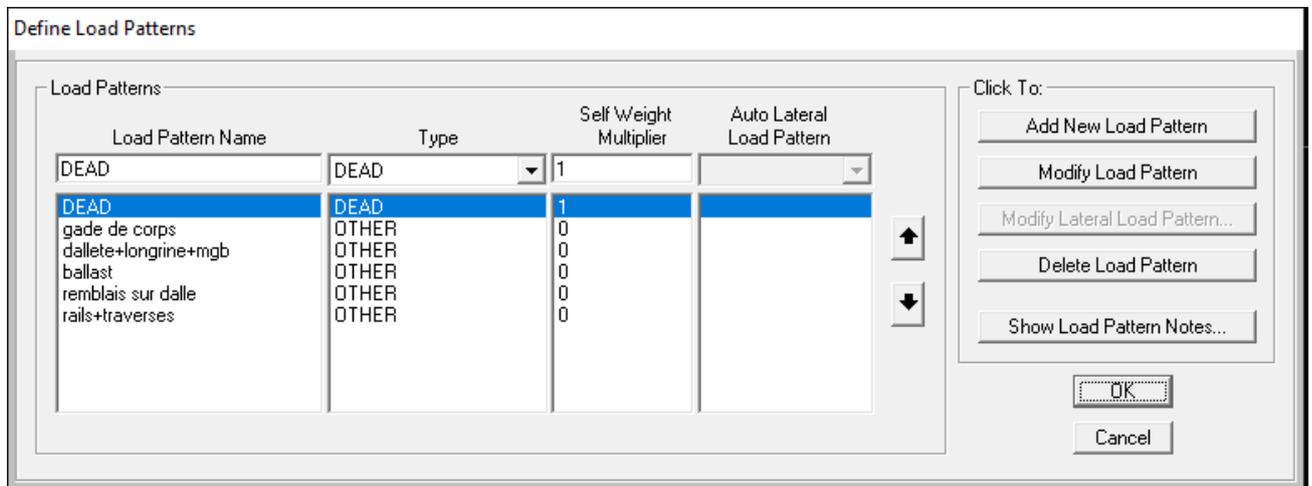


Figure 12: table des charges considérées

4.1.5 Les combinaisons utilisées sont

ELU : $1,35 (G_{ballaste}+G+ Q +G_{remblais} +G_{rail})+ 1,515Q_{uic}$

ELS : $G_{ballaste}+G+ Q +G_{remblais} +G_{rail}+ 1,12 Q_{uic}$

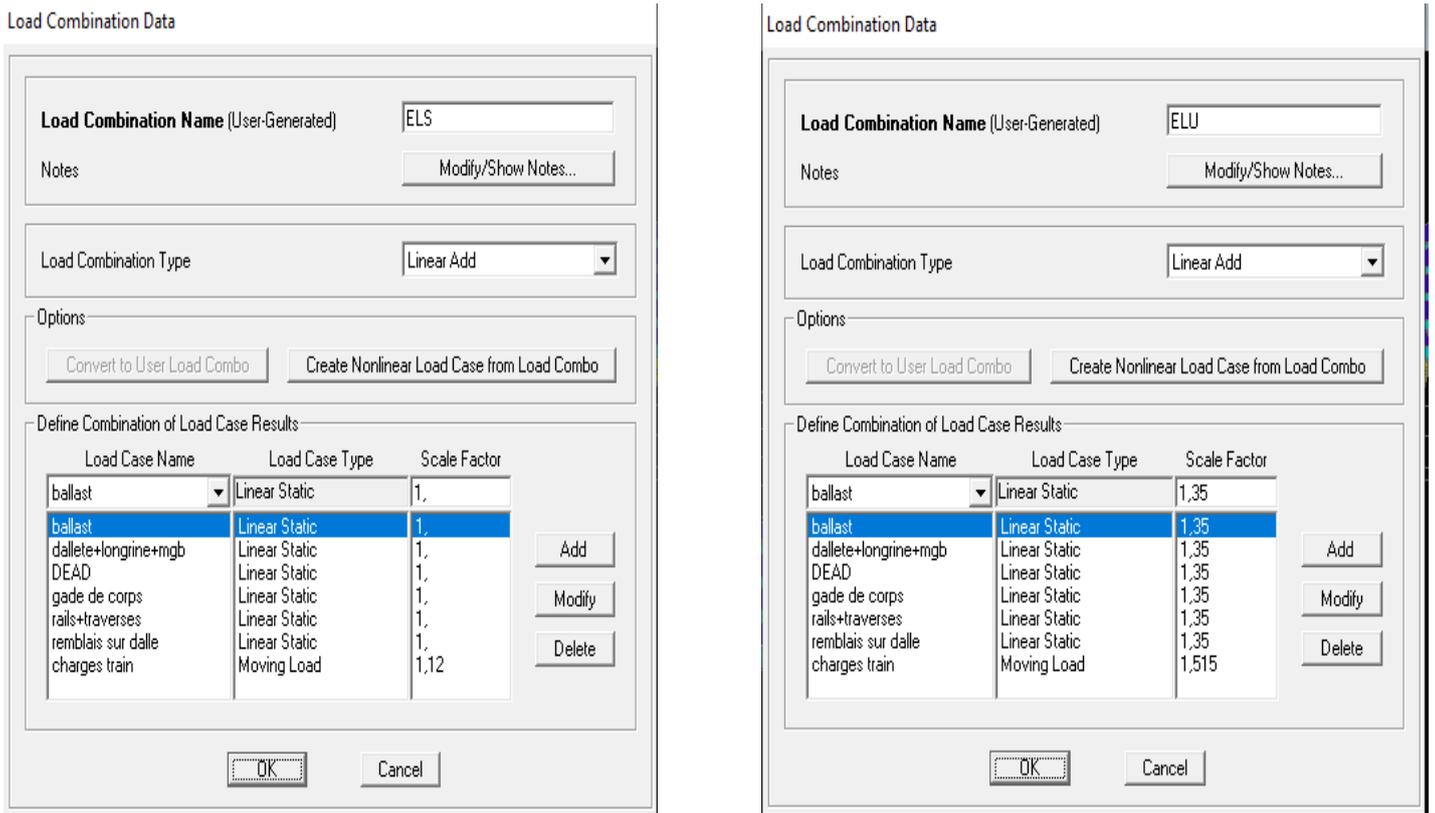


Figure 13: Les combinaisons utilisées

4.1.6 Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont des poutres en section variable :

- Section d'about
- Section intermédiaire
- Section médiane

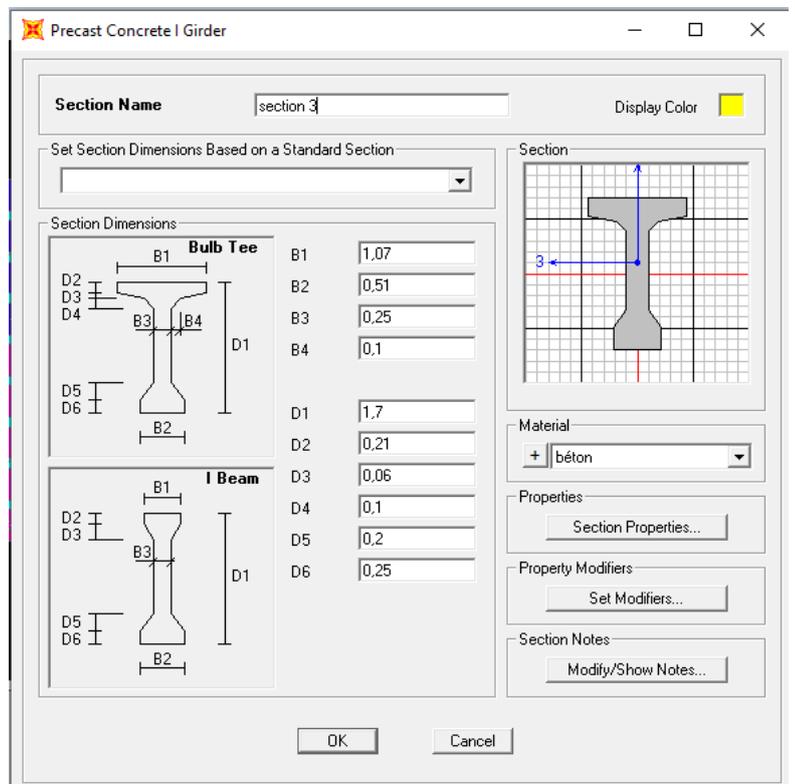


Figure 14: modélisation de la poutre (poutre intermédiaire)

4.2 ETUDE DE L'HOURLDIS

4.2.1 INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la superstructure et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres, L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

4.2.2 ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de remblais, couche ballaste, et l'armement de la voie ; reposant sur des poutres en béton précontrainte.

Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues par le SAP2000, et on a pris la valeur maximum.

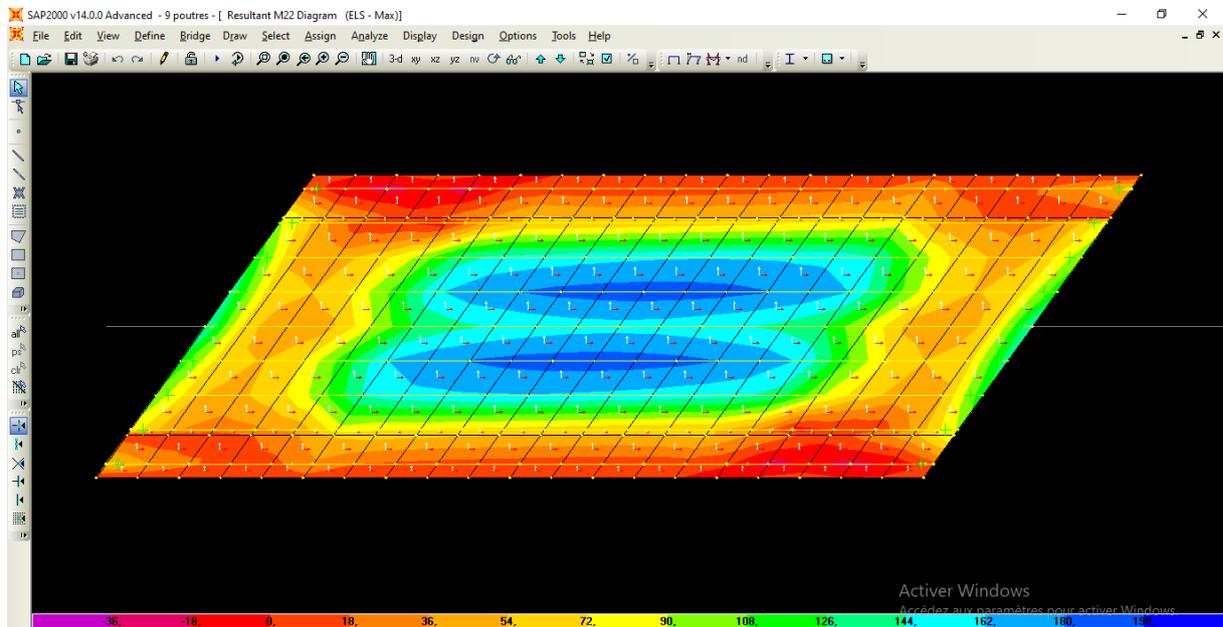


Figure 15: Exemple du moment longitudinal maximum

Tableau 21: moment max longitudinale (KN.m)

Moment longitudinale	ELU	ELS
Moment longitudinale en travée	276,06	191,2
Moment longitudinale en appuis	69,1	44,26

Tableau 22: moment max transversale (KN.m)

Moment longitudinale	ELU	ELS
Moment transversale en travée	291,1	202,1
Moment transversale en appuis	75,3	51,29

4.2.3 EFFORT TRANCHANT

- Transversalement : $T_u = 488,9$ KN.
- Longitudinalement : $T_u = 473,4$ KN.

4.2.4 Détermination de ferrailage

Sens transversale :

Etat limite ultime :

- en travée :

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur $b=1$ m. Le moment en travée est : $M_{travées} = 291,1$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.291}{1 \times (0.225)^2 \times 17} = 0,338$$

$$\mu_u = 0.338 < \mu_r = 0.392 \quad \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.338}) = 0.538$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.538) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.291}{0.176 \times 347.82} = 0.00475 \text{ m}^2 = 47,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 47,5 \text{ cm}^2$ on prend 10T25 = 49,09 cm^2

- En appui :

$M_{appui} = 75,3$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.0753}{1 \times (0.225)^2 \times 17} = 0,087$$

$$\mu_u = 0,087 < \mu_r = 0.392 \quad \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,087}) = 0.113$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.113) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0753}{0.214 \times 347.82} = 0.001003 \text{ m}^2 = 10,03 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 10,03 \text{ cm}^2$ on prend 5T16 = 10,05 cm^2

Sens longitudinale :

Etat limite ultime :

- **en travée :**

Le moment en travée est : $M_{travées} = 276,06 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.276}{1 \times (0.225)^2 \times 17} = 0,320$$

$\mu_u = 0,320 < \mu_r = 0.392$ Section à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.320}) = 0.5$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.5) = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.276}{0.18 \times 347.82} = 0.004408 \text{ m}^2 = 44,08 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 44,08 \text{ cm}^2$ on prend 9T25 = 44,18 cm^2

- **En appui :**

$M_{appui} = 69,1 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.0691}{1 \times (0.225)^2 \times 17} = 0,0802$$

$\mu_u = 0,0802 < \mu_r = 0.392$ Section à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0802}) = 0.104$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.104) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0691}{0.215 \times 347.82} = 0.00092 \text{ m}^2 = 9,2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 9,2 \text{ cm}^2$ on prend 5T16 = 10,05 cm^2

4.2.5 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

Sens transversale :

En travée :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st} + d' A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$b \frac{x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 0 \quad 0.5x^2 + 0.0735x - 0.0165 = 0$$

$$x = 0.122 \text{ m} = 12.2 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = I \frac{0.122^3}{3} + 15 \times 0.0049 \times (0.225 - 0.122)^2 = 0.00138 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot (30) = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06(30) + 0.6 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_t 28}\right) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0.202 \times 0.122}{0.00138} = 17.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = 210.01 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 17.8 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa}$ condition vérifié

$\sigma_{st} = 210.01 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa}$ condition vérifiée

En appui

$$M_s = 51.29 \text{ KN.m}$$

$$X = 0.067 \text{ m}$$

$$I = 0.000476 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.2 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa}$$
condition vérifié

$$\sigma_{st} = 212.57 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa}$$
condition vérifiée

Sens longitudinale :

En travée :

$$MS = 191,2 \text{ KN.m}$$

$$X = 0,118 \text{ m}$$

$$I = 0,0013 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 17,24 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 215,21 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

en appui :

$$MS = 44,26 \text{ KN.m}$$

$$X = 0,067 \text{ m}$$

$$I = 0,000476 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,87 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 188,4 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

4.2.6 RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

Justification du béton :

Transversalement :

$$\tau_u = \frac{Ru}{b.d} = \frac{0.488}{1.(0.225)} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [4 \text{ MPa} ; 0,15 \frac{F_c 28}{\gamma b}]$$

$$\tau_{adm} = \min [4 \text{ MPa} ; 3]$$

Donc : $\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 2,16 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Longitudinalement :

$$\tau_u = \frac{Ru}{b.d} = \frac{0.473}{1.(0.225)} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,1 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

**CHAPITRE V:
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

5. CHAPITRE V: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

5.1 INTRODUCTION

Dans le calcul du béton armé, la part du béton qui est en traction est négligée. On comprend alors qu'une partie importante du matériau « ne sert » qu'à éloigner les aciers (tirants) du centre de gravité des sections fléchies. Au contraire, l'idée qui a conduit à l'avènement du béton précontraint consiste à placer la matière dans un état pour lequel on peut profiter de toute la section de béton

5.2 Définition de la précontrainte

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton de ciment qui consiste à créer des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. La précontrainte est le plus souvent réalisée à l'aide de câbles tendus enrobés de béton...

5.3 Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton .

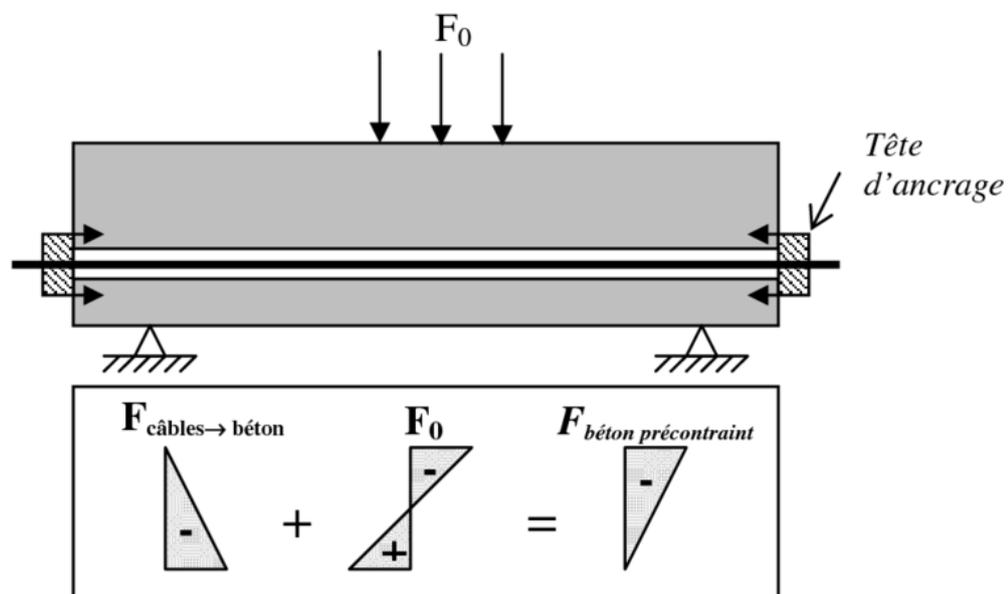


Figure 16: Principe de la précontrainte

5.4 Types de précontrainte

On distingue actuellement deux grands types de précontrainte :

5.5 Précontrainte par post-tension

Dans la post-tension, des conduites destinées à recevoir les torons sont placés dans le coffrage, suivant le tracé pré-établi . Un câble est un ensemble de torons. Après bétonnage et durcissement du béton jusqu'à une valeur minimale (à contrôler précisément), les torons sont introduits dans les conduites, assemblés dans des têtes d'ancrage , puis tendus à l'aide d'un vérin.

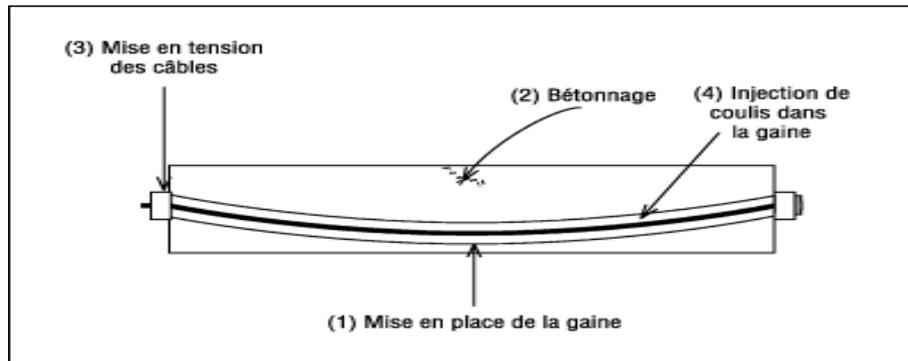


Figure 17: Principe de la précontrainte

5.6 Précontrainte par pré tension

Les torons, disposés dans le coffrage aux emplacements voulus, sont préalablement tendus, c'est-à-dire avant le coulage du béton. Le béton est ensuite coulé dans les coffrages. Une fois durci et suffisamment résistant, on coupe les torons à l'extrémité des poutres, et, par adhérence, les torons sollicitent le béton en compression. Cette méthode est utilisée en usine de préfabrication.

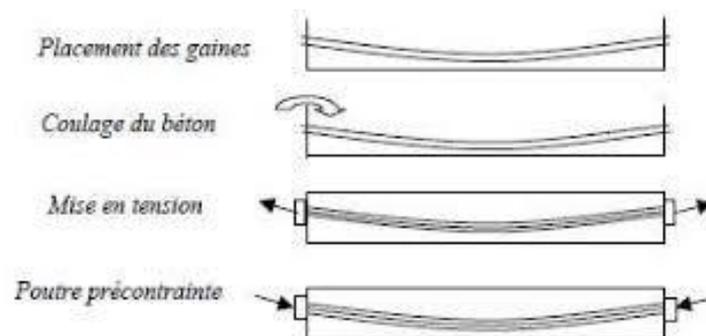


Figure 18: mode de précontrainte par pré-tension

5.7 Les avantages et les inconvénients de la précontrainte

- **Les avantages :**

- Une meilleure utilisation du matériau puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu inutile (tout au moins en classe I et II).
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à forces égales que les aciers de béton armé

- **les inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant, principalement avant 28 jours;
- Des calculs en général plus complexés que pour les ouvrages en béton armé.

5.8 Dimensionnement de la précontrainte

Tableau 23: Calcul précontrainte :

	Poutre seule	Poutre+dalle
S(cm ²)	7288	10788
V' (cm)	97.13	124.82
V (cm)	72.87	70.18
I _G (cm ⁴)	24945171.5	42368543.7
ρ (%)	48.35	44.83

$$M_{\max} = 9.14 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\min} = 3.26 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{poutre seule}} = 1,95 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

M max : moment du a la charge permanente plus la surcharge.

M min : MG : moment du a la charge permanente

h : hauteur de la poutre.

ρ : Rendement géométrique.

S : section de la poutre

σ_{ti} : Contrainte admissible en traction sur a fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

Les Contraintes admissibles

$$\sigma_{cs} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = (0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -2,7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\Delta M = 9.14 - 3.26 = 5.88 \text{ MN.m}$$

Section sous critique

Si tous les segments de passage est à l'intérieure de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique. (Yazid, 2005) :

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \times S \times (\sigma_{ti} \times V + \sigma_{ts} \times V')}{\rho h}$$

$$P_1 = \frac{5.88 + 0.4483 \times 1.0788 (0.7018 \times (-2.7) + 1.2482 \times (-4.05))}{0.4483 \times 1.95} = 2.88 \text{ MN}$$

Section sur critique

Si le segment de passage à une de ses frontières découpe la zone d'enrobage (segment ouvert), la section est dite sur critique. (Yazid, 2005) :

$$P_2 = \frac{M_{max} + \frac{IG \times \sigma_{ti}}{V'}}{V' + (\rho V - d')}$$

d' : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieur

$$d' = 0.1 \cdot h = 0.1 \cdot 1.95 = 0.195 \text{ m}$$

$$P_2 = \frac{9.14 + \frac{0.4236 \times (-2.7)}{1.2482}}{1.2482 + (0.4483 \times 0.7018 - 0.195)} = 6.01 \text{ MN}$$

$$P = \max (P_1; P_2)$$

$$P = 6.01 \text{ MN (sur critique)}$$

L'excentricité « e »

$$e = -(v' - d') = -(1.2482 - 0.195) = -1.0532 \text{ m (poutre + dalle)}$$

$$e = -(v' - d') = -(0.971 - 0.170) = -0,801 \text{ m (poutre seule)}$$

5.9 Détermination du nombre de câbles

On calcule la nouvelle valeur de la précontrainte « P0 » à partir de la section sur-critique et une perte de 25%.

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \frac{\Delta p}{P_0}} \Delta p = 0.25 P_0$$

$$P_0 = \frac{6.01}{0.98 - 1.2 \times 0.25} = 8.83 \text{ MN}$$

Nombre de câbles :

$$n = \frac{P_0}{P}$$

avec :

P : précontrainte développée pour un câble

$$P = \sigma_{p0} \times A_P$$

Avec :

σ_{p0} : contrainte l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} : contrainte garantie à la ruine.

f_{peg} : contrainte garantie élastique.

Dans notre cas, nous avons choisis le type d'acier suivant 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance II, dont ses caractéristiques sont :

$$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{peg} = 1500 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_P = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \min(1488 ; 1350) = 1350 \text{ Mpa}$$

$$P = 1350 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.43$$

$$n = \frac{8.83}{2.43} = 3.63 \text{ donc on prend 4 câbles}$$

La valeur de la précontrainte réelle :

$$P_0 = n \times P = 4 \times 2,43 = 9.72 \text{ M}$$

Tableau 24: Récapitulation des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{\max} = P_2(\text{MN})$	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte origine $P_0(\text{MN})$
6.01	-1.0532	4	9,72

5.10 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Il faut vérifier les équations suivantes :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci}$ = contraintes de compression sur la fibre surperieur et inferieur.

$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts}$ = contraintes de traction sur la fibre supérieur et inférieur.

La mise en tension (P_{1i}):

A la mise en tension la poutre est soumise qu'a son poids propre

$M = 1,95 \text{ MN.m}$

Caractéristique de la poutre seule :

Section nette = 0,95 $S_{\text{brute}} = 0,69236 \text{ m}^2$

IG nette = 0,9 $IG_{\text{brute}} = 0,224506 \text{ m}^4$

La perte instantanée est de 10%

$P_{1i} = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P_i = 1.02 (4,86) - 0.8 (0.1 \times 4,86) = 4,56 \text{ MN}$

Il faut vérifier que :

Fibre supérieure : $\sigma_s \geq \sigma_{ts} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$

Fibre inférieure : $\sigma_i \geq \sigma_{ci} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$

- Fibre supérieure

$$\sigma_s = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{4,56}{0,69236} + \frac{4,56 \times (-0,801) \times 0,7287}{0,224506} + \frac{1,95 \times 0,7287}{0,224506} = 1,06 \text{ MPa}$$

1,06 MPa ≥ -4.05 Mpa condition vérifiée

- Fibre inférieure

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_o \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{4,56}{0,69236} - \frac{4,56 \times (-0,801) \times 0,9713}{0,224506} - \frac{1,95 \times 0,9713}{0,224506} = 13,95 \text{ MPa}$$

13,95 MPa ≤ 21Mpa..... condition vérifiée

5.11 EXPLOITATION A LONG TERME sous combinaison quasi-permanente (P1) :

cette phase on utilise la poutre + la dalle +la superstructure (charges permanentes)

Section homogène = 1,15 S_{brute} = 1,24062 m²

IG homogène = 1,15 IG_{brute} = 0,487238 m⁴

M = 3,26 MN.m

La vérification est faite à 28 jours, en considérant la section composite et on estime une perte de 25% :

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P = 1.02 (9,72) - 0.8 (0.25 \times 9,72) = 7.97 \text{ MN}$$

Fibre supérieure

$$\sigma_s = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_o \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{7,97}{1,24062} + \frac{7,97 \times (-1,0532) \times 0,7018}{0,487238} + \frac{3,26 \times 0,7018}{0,487238} = -0,97 \text{ MPa}$$

-0.97MPa ≥ -4.05 Mpa condition vérifiée

Fibre inférieure

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_o \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{7,97}{1,24062} - \frac{7,97 \times (-1,0532) \times 1,2482}{0,487238} - \frac{3,26 \times 1,2482}{0,487238} = 19,57 \text{ MPa}$$

19.57MPa ≤ 21Mpa..... condition vérifiée

Tableau 25: les contraintes de P1 sous combinaisons rares.

P ₁			
P1/B	-P1 × e × v/I	M _{min} × v/I	Résultat(MPa)
6.42	-12,09	4.7	-0,97
P1/B	+P1 × e × v'/I	-M _{min} × v'/I	Résultat(MPa)
6.42	21.50	-8.35	19.57

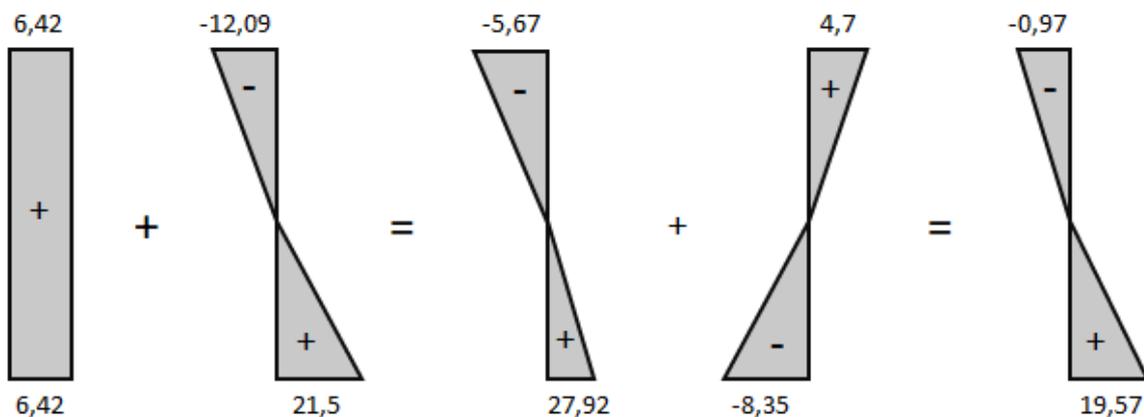


Figure 19: les diagrammes de contrainte de P1 sous combinaisons rares.

Sous combinaison rare (P2) :

$$M_{max} = 9,14 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2 \Delta P = 0.98 (9,72) - 1.2 (0.25 \times 9,72) = 6.60 \text{ MN}$$

Fibre supérieure

$$\sigma_s = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} + \frac{M_{min} \cdot v}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{6.60}{1,24062} + \frac{6.6 \times (-1.0532) \times 0,7018}{0,487238} + \frac{9,14 \times 0,7018}{0,487238} = 8,46 \text{ MPa}$$

8,46 MPa ≥ -4.05 Mpa condition vérifiée

Fibre inférieure

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} - \frac{M_{min} \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{6.6}{1,24062} - \frac{6.6 \times (-1.0532) \times 1,2482}{0,487238} - \frac{9,14 \times 1,2482}{0,487238} = -0.3 \text{ MPa}$$

-0,3MPa ≤ 21 Mpa..... condition vérifiée

Tableau 26: les contraintes de P2 sous combinaisons rares.

P ₂			
P2/B	$-P2 \times e \times v/I$	$M_{min} \times v/I$	Résultat(MPa)
5.31	-10.01	13.16	8.46
P2/B	$+P2 \times e \times v'/I$	$-M_{min} \times v'/I$	Résultat(MPa)
5.31	17.8	-23.41	-0.3

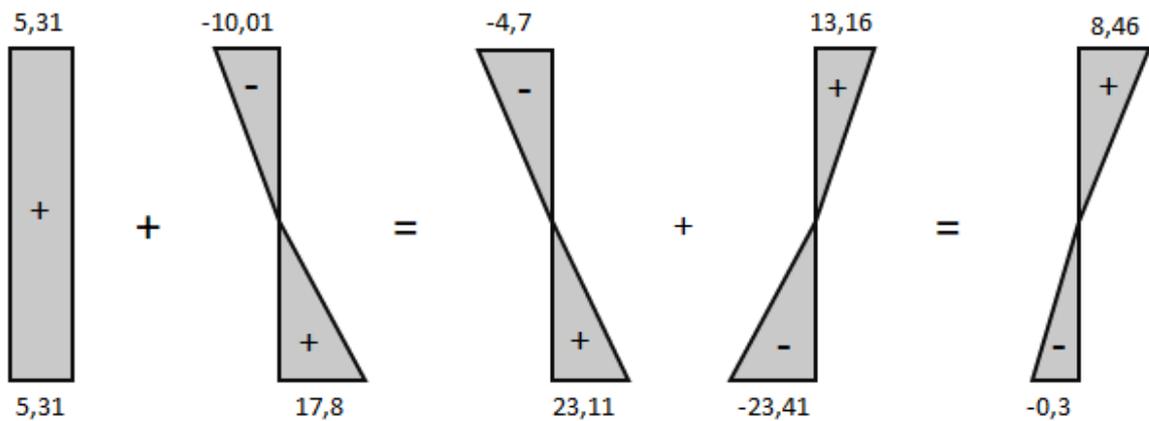


Figure 20: les diagrammes de contrainte de P2 sous combinaisons rares.

5.12 Vérification à l'ELU

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane (poutre+dalle), nous avons pris pour le calcul une section équivalente :

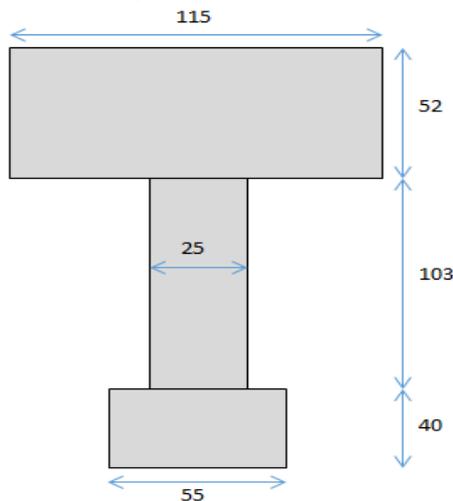


Figure 21: la poutre de calcul

Moment ultime

$$M_u = 12,3 \text{ MN.m}$$

La contrainte de béton : 17 MPa

Calcul de moment résistant

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 1,95 = 1,755 \text{ m}$$

Calcul du moment résistant:

$$M_t = 0,8 b x h_0 \times \sigma_{bu} \left(d - \frac{0,8 x h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,8 \times 1,15 \times 0,52 \times 17 \times \left(1,755 - \frac{0,8 \times 0,52}{2} \right) = 12,58 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 12,58 \text{ MN.m} > M_u = 12,3 \text{ MN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table. Dans ce cas, on considère que :

$M_n = M_u$ La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h).

Calcul du moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_n}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur.

b : La largeur de la section fictive (b = 1.15m).

$$\mu_u = \frac{12,3}{1 \times (1,755)^2 \times 17} = 0,234$$

$$\mu_u = 0,234 < \mu_r = 0,392 \text{ Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,234}) = 0,33$$

$$\Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 3,5 \frac{1 - 0,33}{0,33} = 7,10\%$$

ε_b : Raccourcissement du béton ($\varepsilon_b = 3,5 \%$).

$$\Delta \varepsilon_3 = 7,10\%$$

Détermination de σ_1 et ε_1 :

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

P_m : la précontrainte moyenne

A_p : section total des aciers actifs

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{7,97 + 6,6}{2} = 7,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{7,28}{4 \times 180010^{-6}} = 1011,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 1011,1 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 1350 \text{ MPa}$ Domaine élastique

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = 1011,1 / (1,9 \times 10^5) = 5,32 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{Domaine élastique}$$

Détermination de σ_2 et ε_2 :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = \sigma_1 + 5 \sigma_c$$

σ_c : La contrainte du béton au niveau du câble

$$\sigma_c = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \times e^2}{I} - \frac{M_g \times e}{I}$$

$$e = - (V' - d') = (1,19 - 0,195) = 0,995 \text{ m}$$

$$I = 0,3315 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = \frac{7,28}{1,0755} + \frac{7,23 \times 0,995^2}{0,3315} - \frac{3,26 \times 0,995}{0,3315} = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 5 \sigma_c = 1011,1 + 5(18,5) = 1103,6 \text{ MPa}$$

$\sigma_2 = 1103,6 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 1350 \text{ MPa}$ Domaine élastique

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = 1103,6 / (1,9 \times 10^5) = 6,1 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{Domaine élastique}$$

Détermination de σ_3 et ε_3 :

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = 6,1 + 7,1 = 13,2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{Domaine élastique}$$

Par approximation d'après : $\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p}$

$$\sigma_3 = \varepsilon_3 \cdot E_p = 13,2 \text{ ‰} \times 1,9 \times 10^5 = 2508 \text{ MPa}$$

Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire:

$$A_p = \frac{F_b}{\sigma_3} = \frac{1,62}{2508} = 0,00064 \text{ m}^2$$

Avec :

$$F_b = 0.8 \times \alpha \times b_0 \times d \times \sigma_{bu}$$

$$F_b = 0,8 \times 0,33 \times 0,25 \times 1,755 \times 17 = 1,96 \text{ MN}$$

$$A_P = 4 \times 1800 \times 10^{-6} = 0,0072 \text{ m}^2 > 0,00064 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5.13 Disposition des câbles

On choisit le repère (X,Y) avec une équation des câbles de la forme : $y = ax^2 + b$

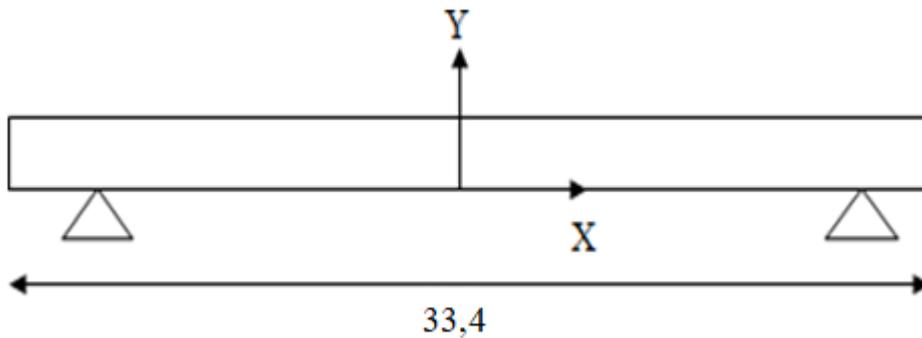


Figure 22: le un repère (x, y), dans la poutre.

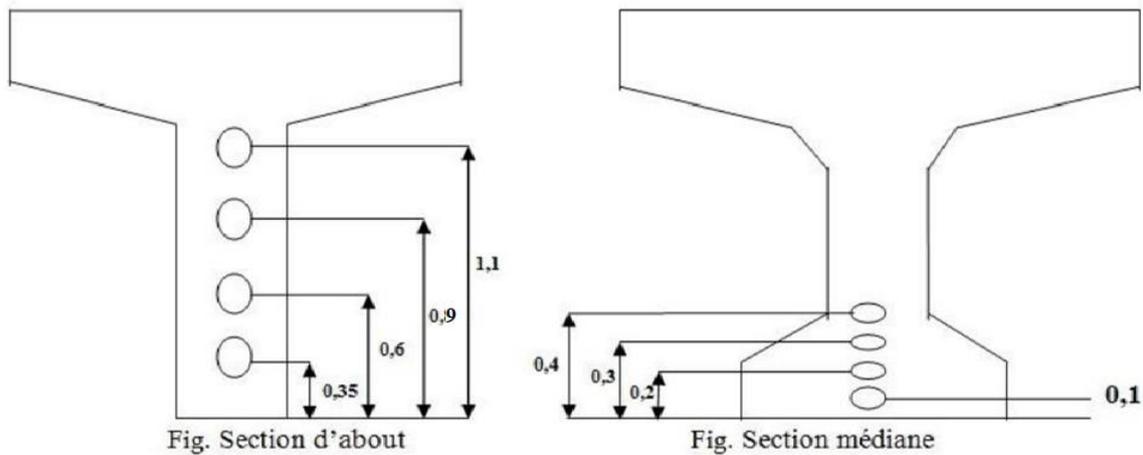


Figure 23: L'emplacement des câbles dans les sections des poutres

En utilisant le document FREYSSINET INTERNATIONAL, le tracé s'effectue de

la manière suivante :

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passant par le milieu de la poutre.

L'équation du câble moyen : $y = Ax^2 + B$.

Câble 01 : $x=0 \rightarrow y=0.1 \rightarrow b=0.1$

$x=16,7 \rightarrow y=0.3 \rightarrow a=(y-b) / x^2 = 0.00077$

$y = 0.00077 x^2 + 0.1$ [m]

Câble 02 : $x=0 \rightarrow y=0.2 \rightarrow b=0.2$

$x=16,7 \rightarrow y=0.6 \rightarrow a=(y-b) / x^2 = 0.0014$

$y = 0.0014 x^2 + 0.2$ [m]

Câble 03 : $x=0 \rightarrow y=0.3 \rightarrow b=0.3$

$x=16,7 \rightarrow y=0.9 \rightarrow a=(y-b) / x^2 = 0.0019$

$y = 0.0019 x^2 + 0.3$ [m]

Câble 04 : $x=0 \rightarrow y=0.4 \rightarrow b=0.4$

$x=16,7 \rightarrow y=1,1 \rightarrow a=(y-b) / x^2 = 0.0025$

$y = 0.0025 x^2 + 0.4$ [m]

Tableau 27: les coordonnées de tracé des câbles / fibre inférieure

	0	L/8=4,175 m	L/4=8,35 m	3L/8=12,525 m	L/2=16,7 m
Câble 01	0,1	0,1134	0,1536	0,2207	0,3147
Câble 02	0,2	0,2244	0,2976	0,4196	0,5904
Câble 03	0,3	0,3331	0,4324	0,5980	0,8298
Câble 04	0,4	0,4435	0,5743	0,7921	1,0972

5.14 Calcul des pertes de laprécontrainte

5.14.1 Les Pertes instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont : **(Yazid, 2005)**

- les pertes de tension par frottement;
- les pertes de tension à l'ancrage;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

5.14.2 Les pertes de tension par frottement

La tension $\sigma_p(x)$ d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante : (CCTG, 1991b)

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f \alpha x}$$

$$\Delta \sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfr}$$

D'après le B.P.E.L : $f = 0.16$
 ; $\rho = 0.002$

Avec :

- e : la base de logarithmes népériens
- σ_{p0} : La tension à l'origine
- f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport au câble.
- ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles.
- α : angle de déviation du câble
-
- x : le point de calcul de la tension.
- $\sigma_{p0} = 1350 \text{ Mpa}$

Tableau 28: Les pertes de tension par frottement

Le calcul des pertes se fera pour les câbles :

$$y = 0.00077 x^2 + 0.1 \quad \alpha_1 = y' = 0.00154x$$

$$y = 0.0014 x^2 + 0.2 \quad \alpha_2 = y' = 0.0028x$$

$$y = 0.0019 x^2 + 0.3 \quad \alpha_3 = y' = 0.0038x$$

$$y = 0.0025 x^2 + 0.4 \quad \alpha_4 = y' = 0.0050 x$$

5.14.3 Les pertes de tension par recul d’ancrage

	Câble 01			Câble 02			Câble 03			Câble 04		
X(m)	0	L/4	L/2	0	L/4	L/2	0	L/4	L/2	0	L/4	L/2
(rd)	0	0,0128	0,0257	0	0,0233	0,0467	0	0,0317	0,0634	0	0,0417	0,0835
σ_{pfr} (MPa)	1350	1324,91	1300,2	1350	1322,7	1295,9	1350	1320,9	1292,4	1350	1318,8	1288,32
$\Delta\sigma_{fr}$ (MPa)	0	25,09	49,8	0	27,3	54,1	0	29,1	57,6	0	31,2	61,6
Σ $\Delta\sigma_{fr}$ (MPa)	49.8			54.1			57.6			61.6		
	223.1											

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l’armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l’ancrage, appelée « perte par recul d’ancrage », est obtenue à partir de la valeur fixée par l’arrêté d’agrément du procédé de précontrainte utilisé. (CCTG,1991b)

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_{p0} \left(\frac{f^{\alpha}}{L} + \emptyset \right) \times d$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times \left(f^{\alpha} / L + \emptyset \right)}}$$

avec : g : Intensité de recule d’encrage 0,006m

E : Module d’élasticité de l’acier de précontrainte $1,9 \cdot 10^5$ Mpa;

$\emptyset = 0,002$

Tableau 29: Les pertes de tension par recul d’ancrage.

	Câble 01	Câble 02	Câble 03	Câble 04
α (rd)	0,0257	0,0467	0,0634	0,0835
d(m)	19,94	19,48	19,14	18,75
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	18.57	16.31	14.57	12.49
$\Sigma\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	61.94			

5.14.4 Pertes par raccourcissement du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{l}{2} \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c} = 3,41 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

Tableau 30: Pertes par raccourcissement du béton

$$\sigma_b = \left(\frac{P^2}{S} + \frac{P^2 \cdot e^2}{I} + \frac{M_{min} \cdot e}{I} \right)$$

$$M_{min} = 3,26 \text{ MN.m}$$

Avec:

- σ_b : Contrainte parabole du béton.
- M_g : Moment dus au poids propre de la poutre.
- E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- Diamètre de la gaine de câble = 80 mm

P (MN)	e(m)	M_g (MN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)
6,6	-0,801	3,26	0,4236	1,0788	7,96	22,18

- $E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

5.14.5 Perte instantanée finale

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$. (CCTG, 1991b)

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : (CCTG, 1991b)

$$\sigma_{pi}(x) \text{ (ou simplement } \sigma_{pi} \text{)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 223,1 + 61,95 + 22,18$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 307,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 4 \times 1350 - 307,3 = 5092,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 5092,7 \text{ MPa}$$

5.15 les pertes différées

5.15.1 Pertes dues au retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à : (CCTG, 1991b) :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \xi_r [1 - r(t_0)]$$

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m}$$

$$r_m = \frac{\text{air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}}$$

avec :

t_0 : jour de la mise en tension

$\xi_r = 2,5 \times 10^{-4}$ étant le retrait total de béton

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

r_m : rayon moyen exprimé en (cm)

Section des gaines $4 \times (3,14 \times 0,08^2 / 4) = 0,02 \text{ m}^2$

$$r_m = \frac{S}{u} = \left(\frac{0,867 - 0,02}{4,42} \times 0,64 + \frac{0,8388 - 0,02}{5,55} \times 14,36 + \frac{0,7288 - 0,02}{5,66} \times 18,4 \right) / 33,4 = 0,136 \text{ m}$$

$$r_m = 13,6 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 13,6} = 0,18$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 1,9 \times 10^5 \times 2,5 \times 10^{-4} (1 - 0,18) = 38,95 \text{ Mpa}$$

5.15.2 Pertes dus aux fluages du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \frac{7,96}{3,41 \times 10^4} \times 190000 = 110,87 \text{ MPa}$$

5.15.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par : (CHARLES et al. 2007)

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \times \frac{\rho^{1000}}{100} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi} \quad \text{avec : } \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

Avec :

ρ^{1000} : Coefficient de Relaxation à 1000h = 2,5

f_{prg} = 1860 MPa

μ_0 : Coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR

4184,4

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \times \frac{2,5}{100} \left(\frac{4184,4}{1860 \times 4} - 0,43 \right) 4184,4 = 83,1 \text{ MPa}$$

5.15.4 La perte différée finale

La perte différée finale est prise égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relaxation}$$

$$\Delta\sigma = 38,95 + 110,87 + \frac{5}{6} 83,1 = 219,07 \text{ MPa}$$

5.16 Récapitulative des pertes de tension

Tableau 31: récapitulative des pertes différés.

	Pertes différé		
	Retrait du béton	Fluage du béton	Relaxation des aciers
$\Delta\sigma$ (MPa)	38,95	110,87	83,1
$\sum \Delta\sigma$ (MPa)	232,9		
$\Delta\sigma_{pi}$ (%)	17,2%		

Tableau 32: récapitulative des pertes instantanées.

$\Delta\sigma (x=L/2)$	Cable 1	Cable2	Cable 3	Cable 4
$\Delta\sigma_{fr}$ (MPa)	49,8	54,1	57,6	61,6
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	18,57	16,31	14,57	12,49
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	22,18	22,18	22,18	22,18
$\sum\Delta\sigma$ (MPa)	90,55	92,59	94,35	96,27
$\Delta\sigma_{Pi}$ (%)	6,7%	6,85%	6,98%	7,13%

Tableau 33: récapitulative des pertes totales

	Cable 1	Cable2	Cable 3	Cable 4
Perte instantanée	6,7%	6,85%	6,98%	7,13%
Perte différé	17,2%	17,2%	17,2%	17,2%
Perte totale	23,9	24,05	24,18	24,33

5.17 Conclusion

On remarque que les pertes sont inférieure à la valeur prise en considération dans le calcul de la précontrainte 25%

5.18 Ferrailage de la poutre

Armatures longitudinales (CCTG,1991b)

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt}{f_e} + \frac{ftj}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

- ftj : Contraintes de traction du béton.
- σ_{bt} : Contrainte de traction réelle dans le béton.
- Nbt : Efforts normal dans la partie du béton tendu.
- Bt : Surface du béton tendu (cm²).

- μ : Le périmètre de lapoutre.

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2}$$

$$\sigma_i = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 8,11 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_i}{Y} = \frac{\sigma_s}{h-Y}$$

$$Y = \frac{\sigma_i}{\sigma_i + \sigma_s} \cdot h$$

$$Y = \frac{1,46}{1,46 + 8,11} \cdot 1,7 = 0,25 \text{ m}$$

$$B_t = 0,1275 \text{ cm}^2$$

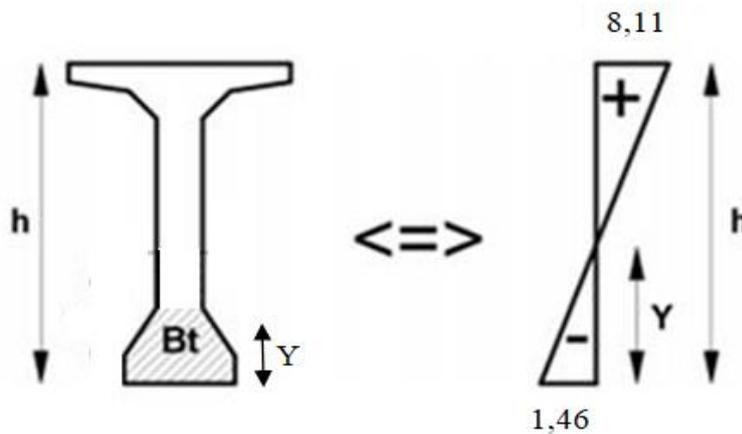


Figure 24 : l'air de la partie tendu à partir de diagramme de contrainte de P2 sous la combinaison rare

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2} = \frac{1,46 \times 0,1275}{2} = 0,09 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,1275}{1000} + \frac{0,09}{500} + \frac{2,4}{1,46} = 4,23 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T16 dans la nappe inférieure

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{condition vérifiée}$$

5.18.1 ARMATURE DE PEAU

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques, La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré

perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre. (CCTG,1991b)

Il est souhaitable de limiter au maximum la proportion des armatures couplées dans une même section (par exemple à 1/2). (CCTG,1991b)

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times \Omega = 16,95 \text{ cm}^2 \\ 0,1 \% \times B = 8,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

avec :

Ω : Périmètre de la section mi-travée

B : La section d'about. $B = 0,867 \text{ m}^2$

$$A_{min} = 16,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 5 \% B = 0,05 \times 0,867 = 433,5 \text{ cm}^2$$

On disposera **28 T12** en nappe inférieure et supérieure de la table de compression

On disposera **10 T12** sur les deux périmètres latéraux de l'âme

On disposera **3 T12** sur les deux périmètres latéraux du talon

$$A = 54 T12 = 61,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq 61,02 \leq A_{max} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

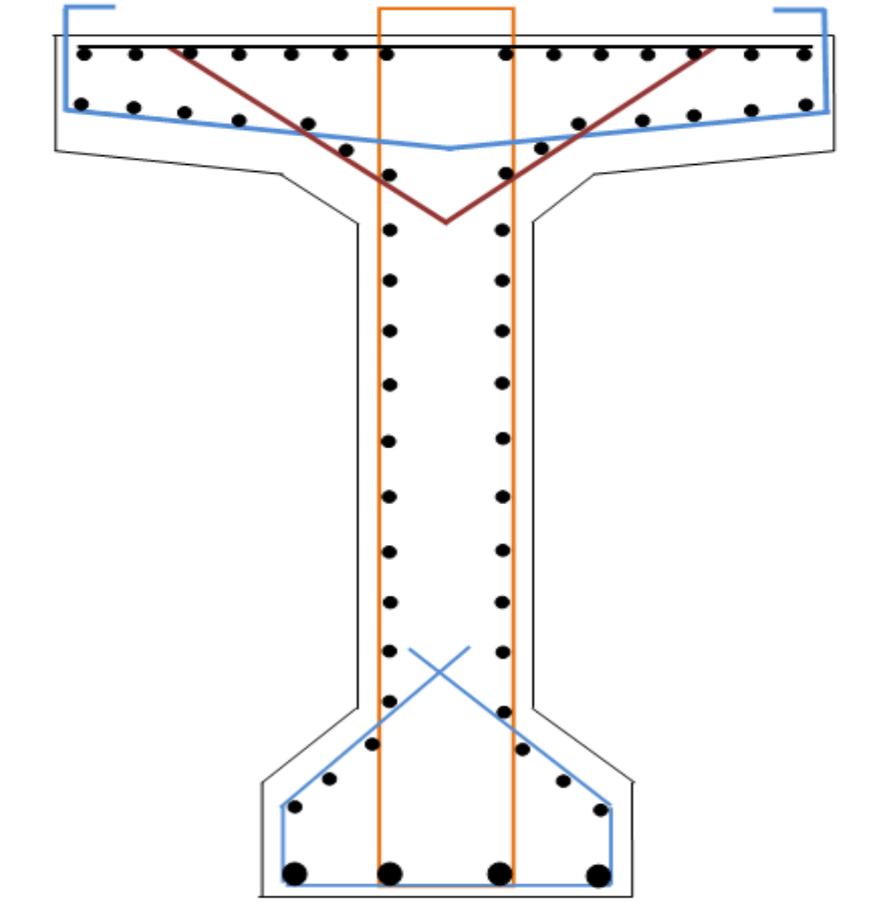


Figure 25: Ferrailage de la poutre

5.18.2 Armature vertical

Diamètre des armatures d'âme

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$ (h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme. (CCTG, 1991a)

$\text{Ø} \leq 20 \text{ mm}$

$$\text{Ø} \leq \min h / 35 = 1700 / 35 = 48,57 \text{ mm}$$

$$b / 10 = 1070 / 10 = 107 \text{ mm}$$

On disposera $\text{Ø} = 16 \text{ mm}$ et $\text{Ø} = 20 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Espacement maximal:

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus

basse des deux valeurs 0,9 h et 40 cm (CCTG, 1991a)

$$\left. \begin{array}{l} 0,9h = 153 \text{ cm} \\ St \leq \min \quad 40 \text{ cm} \\ 15 \varnothing 1 = 24 \text{ cm} \end{array} \right\} = 24 \text{ cm}$$

On disposera : $St = 15 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifier

5.18.3 Justification vis-à-vis l'effort tranchant:

L'effort tranchant V résultant des actions extérieures, y compris celles dues à la précontrainte

longitudinale, doit être l'objet d'une correction dite « correction de Résal » lorsque la variation de hauteur de la poutre est significative, l'effort tranchant ainsi corrigé est appelé effort tranchant réduit et désigné par V_{red} (CCTG, 1991b)

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, borné inférieurement à 30° (CCTG, 1991b)

$$At \geq \max \left[\begin{array}{l} V_s \times St \times bn \times \frac{\tau_u - \frac{ftj}{3}}{f_e} \times \tan(\beta_u) \\ 0,4 \times V_s \times St \times \frac{bn}{f_e} \end{array} \right]$$

Avec :

- At : Somme des aires des aciers transversales
- bn : l'épaisseur nette bn , en soustrayant les évidements
- V_{re} : l'effort tranchant réduit
- Φ : Diamètre de la gaine de câble
- S : le moment statique de la section d'about
- σ_x : contrainte normal longitudinale
- St : Espacement de l'armature transversale
- N : Le nombre des poutres dans une travée

$$\tau = \frac{V_{red} \times S}{bn \times I}$$

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

Avec : α de cable02: $0,0467 \text{ rad} = 2,67^\circ$

$$V_{red} = 1,8 - 9,72 \sin(2,67) = 1,15 \text{ MN}$$

$$B_n = b_0 - \frac{\varphi}{2} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Phase I : en exécution (poutre sans dalle) :

Tableau 34: rappel de Caractéristiques géométriques de la poutre en about

S(cm ²)	8670
V' (cm)	85
V (cm)	85
I _G (cm ⁴)	20880250
ρ (%)	43.51

$$S = V \times B = 0,85 \times 0,867 = 0,7369 \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{1,15 \times 0,7369}{0,57 \times 0,20880250} = 7,12 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \max \quad 1,15 \times 0,15 \times 0,57 \times \frac{7,12 - \frac{2,4}{3}}{500} \times \tan(30^\circ) = 7,1 \text{ cm}^2$$

$$0,4 \times 1,15 \times 0,15 \times \frac{0,57}{500} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 7,1 \text{ cm}^2$$

on prend : 2T20et2T14

$$A = 6,28 + 3,08 = 9,36 \text{ cm}^2 \quad 9,36 > 7,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Phase II : en exécution (poutre avec dalle)

Tableau 35: rappel des Caractéristiques géométriques de la poutre en about+ hourdis

S(cm ²)	12170
V' (cm)	113.04
V (cm)	81.86
I _G (cm ⁴)	44766038
ρ (%)	39.7

$$S = V \times B = 0,8186 \times 1,217 = 0,9962 \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{1,15 \times 0,9962}{0,57 \times 0,44766038} = 4,48 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \max \quad 1,15 \times 0,15 \times 0,57 \times \frac{4,48 - \frac{2,4}{3}}{500} \times \tan(30^\circ) = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$0,4 \times 1,15 \times 0,15 \times \frac{0,44}{500} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 4.17 \text{ cm}^2$$

on prend : 2T12et2T14

$$A = 2.26 + 3,08 = 5.34 \text{ cm}^2 \quad 5.34 > 4.17 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

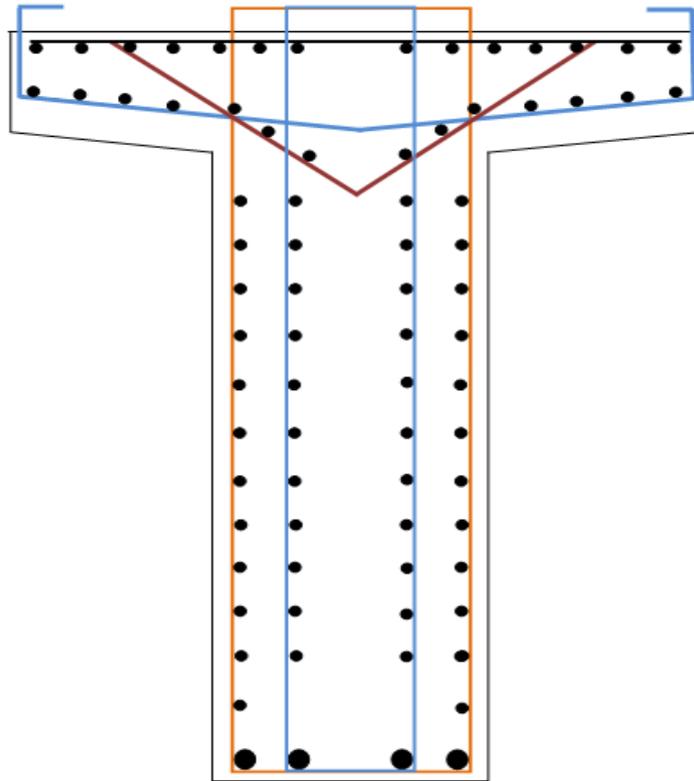


Figure 26: ferrailage vertical de la poutre

5.18.4 Justification du béton:

$$\tau u = \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b} = \frac{30}{4 \times 1,5} = 5$$

Phase II 4.17Mpa < 5,83Mpa condition vérifiée

5.18.5 Vérification de la contrainte de la compression:

La condition qui doit être vérifiée est : $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$

$$\sigma_x = \frac{p}{B} = \frac{9,72}{1,217} = 7,98 \text{ MPa} < 0.4 \times 30 = 12 \text{ MPa}$$

7,98 < 0.4 x 30 = 12Mpa condition vérifiée

5.19 CONCLUSION

Les résultats nous montrent que le dimensionnement de la poutre en T préfabriquée en béton précontraint est justifié et qu'elle peut satisfaire les exigences de normes et de conception.

**CHAPITRE VI:
LES APPAREILS
D'APPUIS**

6. CHAPITRE VI: BLES APPAREILS D'APPUIS

6.1 Introduction

Pour une bonne fonction entre le tablier et les appuis (culée) on utilise des appareils intermédiaires appelés les appareils d'appui, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).



Figure 27: Photo réelle d'un appareil d'appui

6.2 Les types des appareils d'appui

Les appareils d'appui se répartissent en trois familles principales :

Les appareils d'appui en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien ;

Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et, parfois, pour les grands ponts) ;

Les appareils d'appui spéciaux ou à pot

Dans notre projet on utilise les appareils d'appui en élastomère fretté à cause de la facilité de pose, d'entretien et de contrôle et leur coût est relativement modéré.

6.3 Les appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles

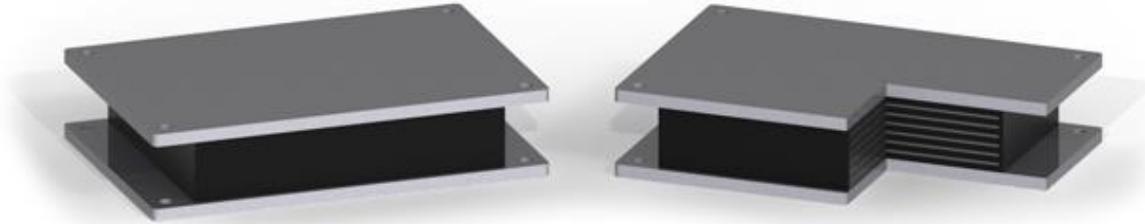


Figure 28: appareil d'appui en élastomère fretté

La désignation d'un appareil d'appui est :

$a \times b \times n (t+e)$

avec :

- n : nombre de feuillets élémentaire d'élastomère
- t : épaisseur d'un feuillet élémentaire
- e : épaisseur d'une frette élémentaire

6.4 Dimensionnement des appareils d'appui

6.4.1 Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont déterminées de la même manière pour les différents types d'appareils. (Setra, 1974)

Pour la détermination des appareils d'appui, on considère les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation. (Setra, 1974)

Dans notre étude, on va utiliser la valeur de réaction verticale à l'appui.

La réaction verticale maximale sur l'appui : ($N_{\max}=1745.6$ KN)

6.4.2 Aire de l'appareil d'appui :

La contrainte moyenne de compression « σ_{moy} » ne peut dépasser 15MPa. (Setra, 1974)

On obtient donc pour un appareil, avec la réaction verticale maximale :

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$a \times b \geq \frac{N}{\sigma_{moy}}$$

avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 1892.48 KN

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b \geq \frac{1745,6}{1500} = 1163,7 \text{ cm}^2$$

D'après le Tableau de FREYSSINET a=400 mm

Donc : B=400 mm

t=12 mm

6.4.3 Epaisseur nette de l'élastomère

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition : (Setra, 1974)

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad 40 < T < 80$$

On prend T = 70 mm

T=n×t avec : t = 12mm

$$n = \frac{T}{t} = \frac{70}{12} = 5.83$$

le nombre de feuilles est : 6 feuilles

6.4.4 Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{moy} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

avec : σ_e : la limite élastique des frettes = 2150 kg/cm²

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) 2t} = \frac{400 \times 400}{(400+400) \times 2 \times 12} = 8.33$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b} = \frac{1745,6 \times 10^2}{40 \times 40} = 109,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$e > \frac{118,28 \times 40}{2150 \times 8,33} = 0,243 \text{ cm} = 2,43 \text{ mm}$$

On prend $e = 3 \text{ mm}$, donc la désignation de l'appareil d'appui est : $400 \times 400 \times [6(12) + 6 \times (3)]$

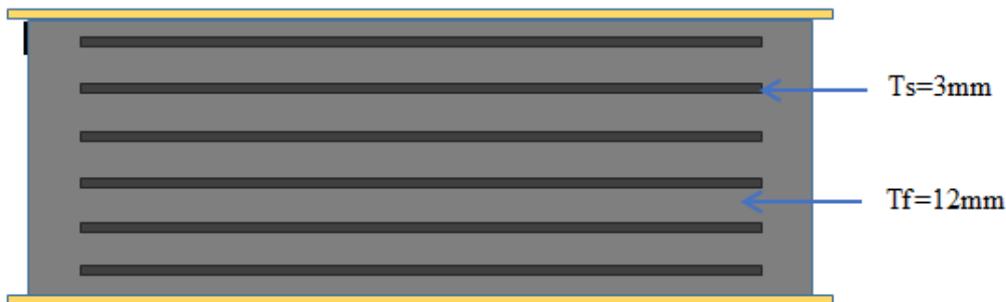


Figure 29: détail de l'appareil d'appuis choisie.(en mm)

6.5 Les efforts horizontaux en tête des appuis :

Les efforts horizontaux exercés sur le tablier (freinage, vent ...) sont transmis aux différents appuis, selon une répartition qu'il convient de déterminer. Il faut, d'autre part, calculer les efforts développés par le tablier en tête des appuis, du fait des déplacements imposés à ces derniers par les déformations de la structure (retrait, fluage, température).

Variation linéaire du tablier.(Setra, 1974)

6.5.1 Déplacement due au retrait

on admettra 40% seulement :

$$D_{\text{Er}} = (1 - 0,60) \times (\text{Er}0) \times L \quad \text{avec} \quad (\text{Er}0 = 3,5 \cdot 10^{-4} \quad \text{Et} \quad L = 33,4 \text{ m})$$

$$D_{\text{Er}} = 116 \times 10^{-4} \text{ m}$$

6.5.2 Déplacement due au fluage

N.B : on admettra 60% seulement :

$$D_{\text{fl}} = 0,6 \times 2,5 \times 7 \times 33,4 / (32,16 \times 10^3) \quad \text{avec} \quad E_{\text{bc}} = 32,16 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$D_{\text{fl}} = 109 \times 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Et} \quad \sigma_{\text{b}} = 7 \text{ MPa}$$

Déplacement due à la température :

$$\text{Longue durée : } \Delta l t = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 \quad \text{pour } L = 33,4 \text{ m} \Rightarrow \Delta l t = \pm 3,34 \text{ mm}$$

Courte durée : $\Delta l t = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0.4$ pour $L = 33,4m \Rightarrow \Delta l t = \pm 4.67mm$

6.6 VERIFICATION DES CONTRAINT

6.6.1 Sollicitation sous la compression

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frottement, suivant une répartition conforme à celle indiquée. Les Contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet et plus précisément au milieu des grands côtés. Ceci Explique que ce soit en ces endroits que peuvent apparaître les premières dégradations d'un appareil. La valeur maximale de cette contrainte est égale à: (Setra, 1974)

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{a \times b} \leq 15000 \text{ kN/m}^2, N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} < 2800 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{max} = 1745,6 \text{ KN}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{1745,6}{0,4 \times 0,4} = 10910 \text{ kN/m}^2 < 15000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) 2t} = \frac{400 \times 400}{(400+400) \times 2 \times 12} = 8.33$$

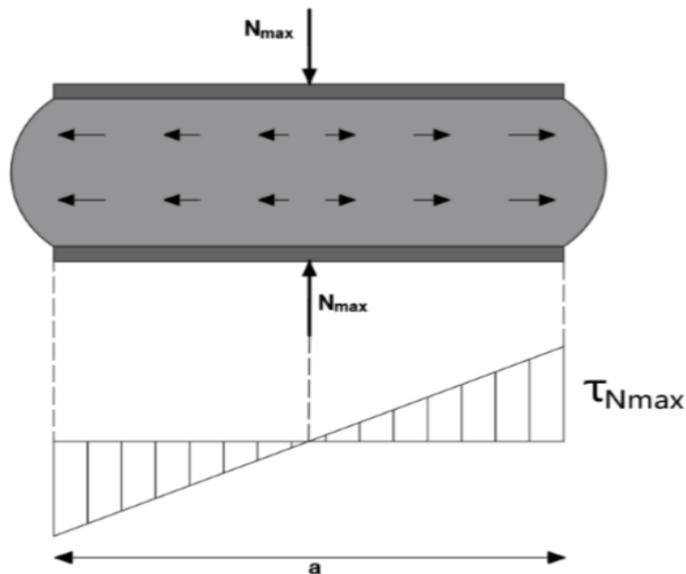


Figure 30: la contrainte de cisaillement

$$,N = \frac{1.5 \times 10910}{8,33} = 1964,5 \text{ KN/m}^2 < 2800 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

6.6.2 Sollicitation sous la distorsion

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. (Setra, 1974)

Dans les spécifications concernant les appareils d'appui on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale: Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut : (Setra, 1974)

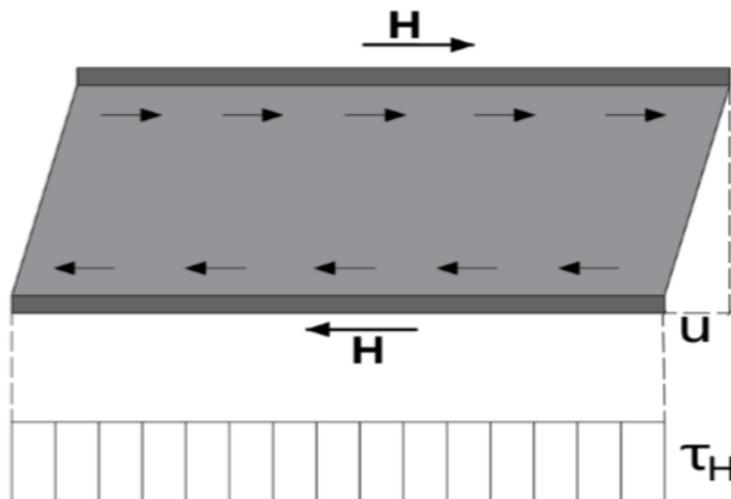


Figure 31: Figure : contraintes de cisaillement

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0.5 \times G = 450 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

G :le module de cisaillement (G=0,9 Mpa = 9 kg/cm²)

T : l'épaisseur totale de l'élastomère

6.6.3 Pour la dilatation thermique

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} = \frac{900 \times 109 \times 10^{-4}}{0,072} = 136,2 < 450 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.6.4 Pour le retrait :

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} = \frac{900 \times 116 \times 10^{-4}}{0,072} = 145 < 450 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.6.5 Condition de non glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour les combinaisons d'actions les plus défavorables: (Setra, 1974)

$$\sigma_{min} \geq 2000 \text{ KN/m}^2 ,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{1178,85}{0,4 \times 0,4} = 7367,8 \geq 2000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$H < F \times N$$

Avec :

N : L'effort de compression vertical (1745,6 KN)

F : Le coefficient de frottement.

$$F = 0.10 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0.10 + \frac{0,6}{7367,8} = 0,10$$

H : L'effort horizontal (effort de freinage = 668 KN / 9)

$$74,22 < 0,1 \times 1746,6 = 174,6 \text{ KN}$$

6.6.6 Sécurité au flambement

En fonction de leurs dimensions les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique . (Setra, 1974)

Par analogie avec les formules classiques de la résistance des matériaux, on peut penser que la stabilité élastique des appareils en élastomère fretté impose une limitation de la contrainte moyenne de compression, de la forme suivante (Setra, 1974)

$$y_s \times N_{\max} < p_c$$

Avec :

G : Module des cisaillements. (120 t/m² = 1.2 MN/m²)

β : Facteur de forme.

H : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

d : Somme d'une épaisseur de frettes + l'élastomère.

y_s : Coefficient de forme.

$$N_{\max} = 1.745 \text{ MN}$$

$$p_c = (4G \times A_i \times \beta^2 \times d) / h$$

$$y_s = 3$$

$$G = 120 \text{ t/m}^2 = 1.2 \text{ MN/m}^2$$

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) 2t}$$

$$\beta = 8,33$$

$$d = 12 + 3 = 15\text{mm}$$

$$h = 6 \times 12 + 6 \times 3 = 90\text{ mm}$$

$$pc = (4 \times 1.2 \times 0.16 \times (8,33)^2 \times 0.015) / 0.090$$

$$pc = 8,88\text{ MN}$$

$$ys \times N_{max} = 3 \times 1.7456 = 5,23\text{ MN} < pc = 8,88\text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6.7 Les bossages d'appuis

6.7.1 Dimensionnement de bossage d'appuis

Le dimensionnement des d'èd d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm. (Setra, 1996)

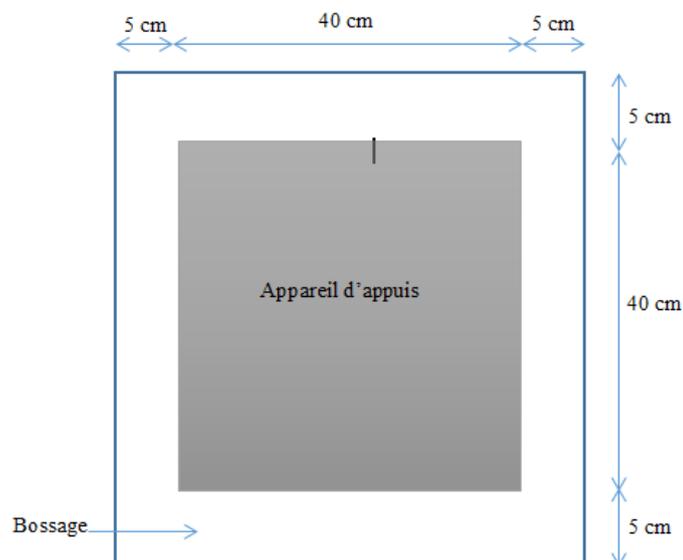


Figure 32: vu en plan de bossage

$$A = a + 10\text{ cm} = 50\text{cm}$$

$$B = b + 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$H_i > 5\text{cm}$$

$$H_s > 2\text{cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

On prend :

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

$$H = 10 + 10 - 8 = 12 \text{ cm}$$

6.7.2 Ferrailage des dés d'appui

$$A = \frac{0,4 \times N_{max}}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\mu} \times f_{t28}) = \min(266,6 ; 215,5)$$

$$\sigma_{st} = 215,5 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{0,4 \times 1745,6}{215,5} = 3,24 \text{ cm}^2$$

On prend $4\emptyset 12 = 4,52 \text{ cm}^2$ dans les deux sens

6.8 JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, ils sont insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.



Figure 33: joint de chaussée

6.8.1 Calcul des joints

On doit vérifier que :

$$\Delta LT + \Delta freinage < W$$

$$\Delta LT + \Delta seisme < 1.3W$$

Avec :

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta LT = \Delta Lretrait + \Delta Lfluage + \Delta Ltempérature$$

$$\Delta LT = 11,6 + 10,9 + 3,34 = 25,84mm = 2,584 cm$$

6.8.2 Déplacement dû au freinage

$$\Delta freinage = \frac{T.H}{G.A}$$

$$H_{fr} = 668 / 9 = 74,2 KN$$

$$G = 0.8MPa$$

$$A = 0.16 \text{ m}^2$$

$$T = 0.072 \text{ m}$$

Avec

G : Module de déformation transversale.

H_{fr} : Effort du au freinage.

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0,072W \times 0,074}{0,8 \times 0,16} = 0,041 \text{ m} = 4,1 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{freinage}} + \Delta LT = 4,1 + 2,584 = 6,68 \text{ cm} < W=10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.8.3 Déplacement dû au séisme

$$\Delta_{\text{seisme}} = \frac{T.H_s}{G.S}$$

Avec

G : Module de déformation transversale.

H_s : Effort du au séisme.

$$H_s = 130,98 \text{ KN}$$

$$\Delta_{\text{seisme}} = \frac{0,072W \times 0,1309}{0,8 \times 0,16} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{seisme}} + \Delta LT = 7,3 + 2,584 = 9,88 \text{ cm} < W=13 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE VII:

ETUDE DE LA CULEE

7. CHAPITRE VII: ETUDE DE LA CULEE

7.1 INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

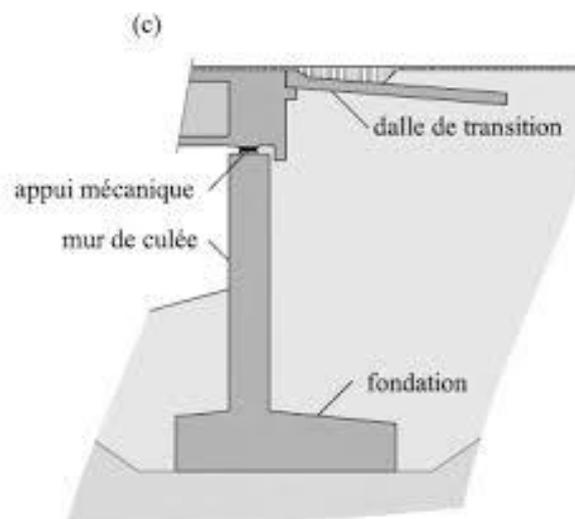


Figure 34: schéma d'une culée

7.2 Pré dimensionnement de la culée

7.2.1 Mur de garde grève

- la hauteur de mur de garde grève :

$h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur de l'appui} + \text{épaisseur de la dalle}$

$$h = 1.75 + 0.08 + 0.12 + 0.25 = 2.15 \text{ m}$$

- l'épaisseur de mur de garde grève :

$$e = \max (0,30 ; h/8) = \max (0,30 ; 0.268)$$

donc on prend : $e = 0.3 \text{ m}$

- la largeur de mur de garde grève :

$$L = \text{la largeur est celle du tablier} + \text{le joint} = 14.5 + 0.1 = 14.6 \text{ m}$$

7.2.2 La dalle de transition

- la longueur :

$$L = \min (6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 0,6H))$$

$$L = \min (6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 5.7\text{m}))$$

$$L = 5.7 \text{ m}$$

- la largeur :

$l = \text{largeur de la chaussée} + 1\text{m de chaque cotée.}$

$$l = 14.5 + (1 \times 2)$$

$$l = 16.5 \text{ m}$$

- l'épaisseur :

on prend $e = 0.3 \text{ m}$

7.2.3 la semelle

La longueur = 16.5 m

La largeur = 6 m

L'épaisseur = 1 m

7.2.4 Les corbeaux

On a deux corbeaux : voir la figure

- Corbeau 1 : appui pour la dalle de transition
- Corbeau 2 : vers l'intérieur (tablier)

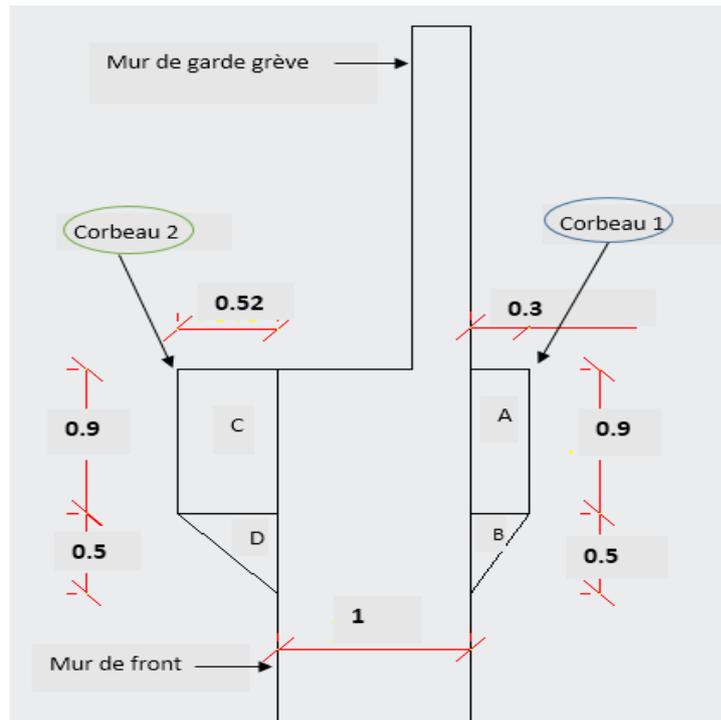


Figure 35: Le corbeau

7.2.5 Mur de front

On a des montant préfabriqué

a) Le montant

Hauteur = 6.46m

Langueur = 1 m

Largeur = 1 m

b) Clavetage montant :

Hauteur = 0.9m

Langueur = 1 m

Largeur = 1 m

7.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE :

La vérification de la stabilité de la culée faite dans le cas ou la culée est vide et en cas de service

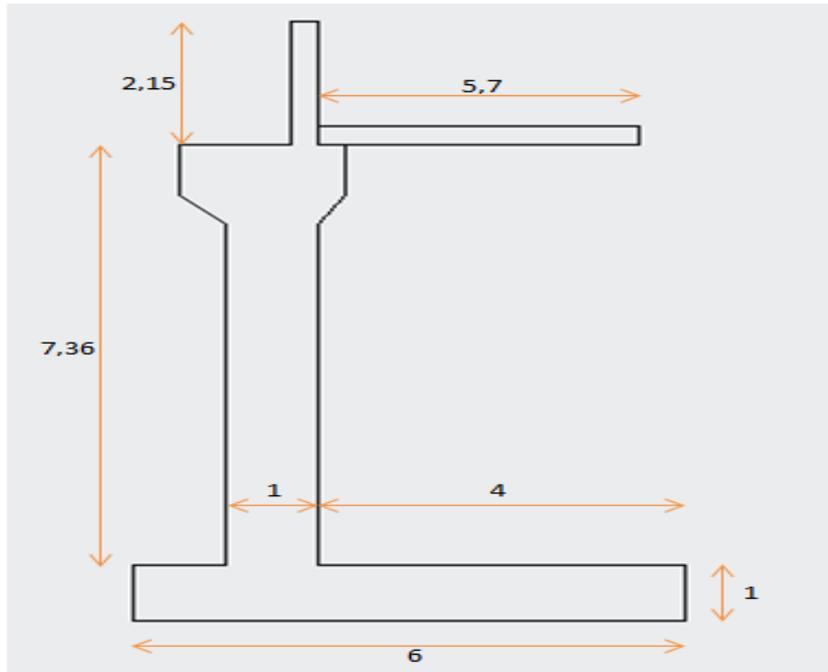


Figure 36: dimensionnement de la culée

Tableau 36: la descente de charge de la culée

Elément		$F_v = h \times l \times L \times \rho$	F_v	d	$M_{/0}$
Mur de garde grève	1	$0.3 \times 2.15 \times 14.6 \times 25$	235.42	1.85	492.21
Mur de front	2	$1 \times 7.36 \times 16.5 \times 25$	3036	1.5	4554
Corbeau 1	A	$0.3 \times 0.9 \times 16.5 \times 25$	111.37	2.15	239.44
	B	$((0.3 \times 0.5) / 2) \times 16.5 \times 25$	30.93	2.1	64.95
Corbeau 2	C	$0.52 \times 0.9 \times 16.5 \times 25$	193.05	0.74	142.85
	D	$((0.52 \times 0.5) / 2) \times 16.5 \times 25$	53.62.	0.653	35.013
semelle	3	$6 \times 1 \times 16.5 \times 25$	2475	3	7425
			6166		12953,43

- Calcul de l'excentricité $V_i/0$:

$$e = \frac{M/0}{F_v} = \frac{12953.43}{6166} = 2.10 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité $V_i/$ a l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 2.10 - 3 = -0.9 \text{ m}$$

$e_0 = -0.9 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$ donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{6166}{16.5 \times 6} \left(1 + \frac{6 \times (-0.9)}{6} \right) = 6.22 \text{ kpa} = 0.062 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{6166}{16.5 \times 6} \left(1 - \frac{6 \times (-0.9)}{6} \right) = 118.33 \text{ kpa} = 1.18 \text{ bars}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \frac{0.06 + 3 \times 1.18}{4} = 0.90 \text{ bars} \leq 2 \text{ bars}$$

- Calcul en construction avec remblai :

- Poussées des terres :

$$P_h = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

γ : Poids volumique du remblai, on a 18KN/m

h : hauteur de la culée

L : longueur du mur de front $-(2 \times \text{l'épaisseur de mur en retour}) = 16.5 - 2(0.4) = 15.7 \text{ m}$

$$K_a = 0.45$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0.45 \times 18 \times 9.51^2 \times 15.7 = 5750 \text{ KN}$$

- Poids des terres :

$$\text{Patin arrière} : 18 \times 9.51 = 174.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Patin avant} : 18 \times 1 = 18 \text{ KN/m}^2$$

Donc poids des terres arrière : $18 \times 9.51 \times 14.6 \times 4 = 9996.9 \text{ KN}$

- Surcharge de remblai :

La surcharge du remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\delta_H = K_a \times q \times S$$

Avec :

$$K_a = 0.45$$

S = La surface chargée

$$\delta_H = 0.45 \times 10 \times (9.51 \times 15.7) = 671.88 \text{ KN}$$

$$\delta_v = q \times S$$

$$\delta_v = 10 \times (4 \times 15.7) = 628 \text{ KN}$$

Tableau 37: Calcul en construction avec remblai

Désignation	F _v	F _H	d/0	Ms	Mr
Culée	6166		3.08	18991.28	
Dalle de transition	705.3		4.85	3420.7	
Poussée des terres		3450	3.503		12085.35
Poids des terres arrière	9996.9		4.25	42486.82	
Surcharges de remblais Horizontal		671.88	4.17		2801.7
Surcharges de remblais verticaux	628		5.17	3246.7	
Réaction de tablier	7859		1.043	8196.9	
	25354.3	4121.88		76342.4	14887.05

- Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\sum \text{moment stabilatrices}}{\sum \text{moment motrices}}$$

$$Fr = \frac{76342.4}{14887.05} = 5.12 > 1 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement}$$

- **Calculs Sous charges permanentes plus surcharges**

On est amené à établir les vérifications sous les combinaisons suivantes :

- E.L.U : 1.35G+1, 5Q+1.512 [UIC+Qf] +0.8 Qvl

- E.L.S : G+Q +1.12[UIC+Qf]+0.6 Qvl

Cas accidentelle : 1.06G+0.3Q+0.3*1.12(UIC+Qf)+0.4Qvl+1(Q_{seisme})

Avec : G : charge permanente = p.p.de la culée + poids des terres + réaction de tabliers+poussé des terres

- E.L.U : 1.35G+1, 5Q+1.512 [UIC+Qf] +0.8 Qvl

Tableau 38: Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U

Désignation	Coef	Fv	F _H	d/0	Ms	Mr
Culée	1.35	8324.1		3.08	25638.22	
Dalle de transition	1.35	951.7		4.85	4615.745	
Poussée des terres	1.35		4657.5	3.503		16315.2
Poids des terres	1.35	13495.8		4.25	57357.1	
Surcharges de remblais horizontal	1.5		1007.8	4.17		4202.5
Surcharges de remblais vertical	1.5	942		5.17	4870.14	
Réaction du tablier	1.35	10609.6		1.043	11065.8	
Variation linéaire	0.8		39.05	7.48		292.15
Freinage et accélération	1.512		1477.9	7.48		11054.6
Surcharge UIC	1.512	909.01		1.043	948.09	
		35232.21	7182		104495.028	31864.45

- Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\sum \text{moment stabilatrices}}{\sum \text{moment motrices}}$$

$$Fr = \frac{104495.028}{31864.45} = 3.27 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/0 :

$$e = \frac{M/0}{Fv} = \frac{72630.578}{35232.21} = 2.06 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/ a l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 2.06 - 3 = -0.94\text{m}$$

$e_0 = -0.94 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$ donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{35232.21}{16.5 \times 6} \left(1 + \frac{6 \times (-0.94)}{6} \right) = 25.62 \text{ kpa} = 0.256 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{35232.21}{16.5 \times 6} \left(1 - \frac{6 \times (-0.94)}{6} \right) = 328.49 \text{ kpa} = 8.2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \frac{0.25 + 3 \times 3.2}{4} = 2.46 \text{ bars} \leq 3 \text{ bars}$$

- E.L.S : G+Q +1.12[UIC+Qf]+0.6 Qv1

Tableau 39: : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S

Désignation	Coef	Fv	F _H	d/0	Ms	Mr
Culée	1	6166		3.08	18991.28	
Dalle de transition	1	705.3		4.85	3420.7	
Poussée des terres	1		3450	3.503		12085.35
Poids des terres	1	9996.8		4.25	42486.4	
Surcharges de remblais horizontaux	1		671.86	4.17		2801.7
Surcharges de remblais verticaux	1	628		5.17	3246.7	
Réaction du tablier	1	7859		1.043	8196.9	
Variation linéaire	0.6		29.29	7.48		219.11
Freinage et accélération	1.12		1094.8	7.48		8189.1
Surcharge UIC	1.12	673.3		1.043	702.29	
		26028.4	5245.9		77044.18	23295.2

- Calcul de l'excentricité Vi/0 :

$$e = \frac{M/0}{Fv} = \frac{53748.98}{26028.4} = 2.06\text{m}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/ a l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 2.06 - 3 = -0.94 \text{ m}$$

$e_0 = -0.94 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$ donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{26028.4}{16.5 \times 6} \left(1 + \frac{6 \times (-0.94)}{6} \right) = 15.77 \text{ kpa} = 0.157 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{26028.4}{16.5 \times 6} \left(1 - \frac{6 \times (-0.94)}{6} \right) = 310.05 \text{ kpa} = 5.10 \text{ bars}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \frac{0.157 + 3 \times 3.1}{4} = 2.36 \text{ bars} \leq 2 \text{ bars}$$

Cas accidentelle : $1.06G + 0.3Q + 0.3 * 1.12(UIC + Qf) + 0.4Qv + 1(Q_{\text{seisme}})$

Tableau 40: Les efforts sollicitant la culée à cas accidentelle

Désignation	Coef	Fv	F _H	d/0	Ms	Mr
Culée	1.06	6535.96		3.08	20130.75	
Dalle de transition	1.06	747.6		4.85	33625.8	
Poussée des terres	1.06		3657	3.503		12810.4
Poids des terres	1.06	10596.6		4.25	45035.55	
Surcharges de remblais horizontaux	0.3		201.55	4.17		840.4
Surcharges de remblais verticaux	0.3	188.4		5.17	974.02	
Réaction du tablier	1.06	8330.5		1.043	8688.7	

Variation linéaire	0.4		19.52	7.48		146.009
Freinage et accélération	0.336		328.45	7.48		2456.8
Surcharge UIC	0.336	202.003		1.043	201.68	
seisme	1		650.9	7.48		4868.7
		26601.06	4857.42		108656.5	21122.3

- Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\sum \text{moment stabilatrices}}{\sum \text{moment motrices}}$$

$$Fr = \frac{108656.5}{26601.06} = 4.08 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/0 :

$$e = \frac{M/0}{Fv} = \frac{87534.2}{26601.06} = 3.29 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/ a l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 3.29 - 3 = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.}$$

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{26601.06}{16.5 \times 6} \left(1 + \frac{6 \times (0.29)}{6} \right) = 146.61 \text{ kpa} = 1.46 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{26601.06}{16.5 \times 6} \left(1 - \frac{6 \times (0.29)}{6} \right) = 190.77 \text{ kpa} = 1.9 \text{ bars}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \frac{1.46 + 3 \times 1.9}{4} = 1.79 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \dots\dots \text{condition vérifié}$$

7.4 CALCUL DU FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE

7.4.1 Ferrailage de mur de garde grève

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

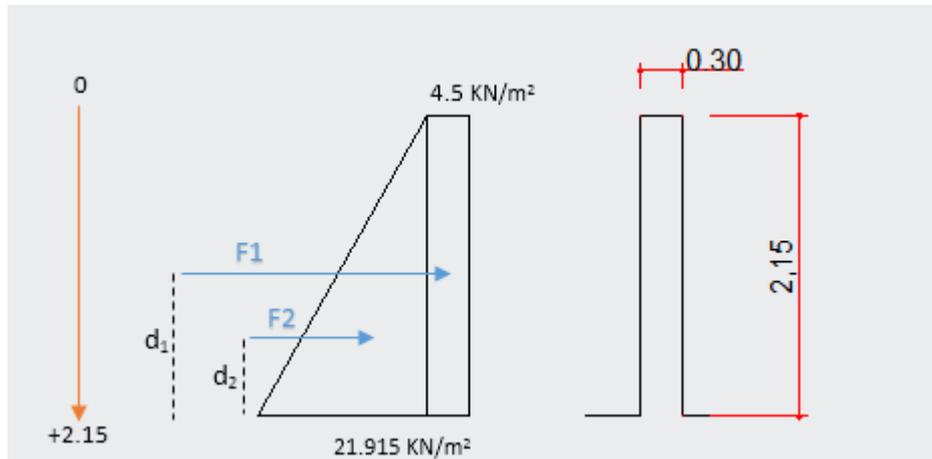


Figure 37: Les efforts agissant sur le mur garde grève

La surcharge du remblai : $q=10 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_H = K_p \times \gamma \times h + K_q \times q$$

Avec : $K_p = K_a = K_q = 0.45$

$$h = 0 : \sigma_H = 0 + 0.45 \times 10 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.15 : \sigma_H = 0.45 \times 18 \times 2.15 + 0.45 \times 10 = 21.915 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 41: les efforts agissant sur mur garde grève

Z(m)	σ_H (KN/m ²)	Force (KN)	d_o (m)
0	4.5	$F_1 = 4.5 \times 2.15 = 9.675$	$d_1 = 1.075$
2.15	21.915	$F_2 = (21.915 - 4.5)/2 \times 2.15 = 18.72$	$d_2 = 0.717$

• Moment d'encastrement :

$$M_u = F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2 = 9.675 \times 1.075 + 18.72 \times 0.717 = 23.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_c \cdot 28}{\gamma b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.0237}{1 \times (0.27)^2 \times 17} = 0.0191$$

$$\mu_u = 0.0191 < \mu_r = 0.392 \quad \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0191}) = 0.0241$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.27 (1 - 0.4 \times 0.0241) = 0.267 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0237}{0.267 \times 347.82} = 0.000255 \text{ m}^2 = 2.55 \text{ cm}^2$$

○ **Le ferraillement minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{RPOA} = 0.6\% S = 0.6\% (0.3 \times 1) = 18 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} < A_{RPOA}$ donc le ferraillement sera :

9T 16 = 16.08 cm²/ml dans la partie tendue avec esp = 10cm.

9T 16 = 16.08 cm²/ml dans la partie comprimée avec esp = 10 cm

Donc : $A_{st} = 18.1 \text{ cm}^2$

○ **Les armatures de répartition :**

$$A = 25\% A_{st} = 0.25 \times 18.1 = 4.525 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors **4T12/ml** avec un espacement de 20cm.

7.4.2 Ferraillement de la dalle de transition

Dans la zone délicate que constitue l'approche d'un ouvrage d'art, la dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur, de protection du remblai et de protection de l'ouvrage en diminuant les sollicitations verticales induites par le trafic au passage de cette zone

Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre côté sur le remblai compacte

évaluation des charges :

Poids propre de la dalle : $(0.30) \times (1) \times (25) = 7.5 \text{ KN/m}$

Poids des terres : $(1) \times (2.15 - 0.3) \times (18) = 33.3 \text{ KN/m}$

Surcharges des remblais : $(1) \times (10) = 10 \text{ KN/m}$.

Ballast : $(8.5) \times (1) = 8.5 \text{ KN/m}$

$\Sigma q = 59.3 \text{ KN/m}$

Ferraillage de la dalle :• **ELU :**

$$Q_u = 1,35(7.5 + 33.3 + 8.5) + 1,5(10) = 81.55 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{81.55 \times 5.7^2}{8} = 331.2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.331}{1.0 \cdot 0.27^2 \cdot 17} = 0.266$$

$$\mu_u = 0.266 < \mu_r = 0.392 \text{ Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.266}) = 0.179$$

$$z = 0.27 (1 - 0.4 \times 0.179) = 0.250$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.331}{0.250 \times 347.82} = 0.003806 \text{ m}^2 = 38.06 \text{ cm}^2$$

On prend **8 T 25 = 39.27 cm²** avec espacement e = 14 cm

• **ELS :**

$$Q_s = 7.5 + 33.3 + 10 + 8.5 = 59.3 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{59.3 \times 5.7^2}{8} = 240.83 \text{ KN.m}$$

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d A_{st} + d' A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$b \frac{x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 0 \quad 0.5x^2 + 0.0589x - 0.0159 = 0$$

$$x = 0.128 \text{ m} = 12.8 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1 \frac{0.128^3}{3} + 15 \times 0.003927 \times (0.27 - 0.128)^2 = 0.001886 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot (30) = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06(30) + 0.6 = 2.4$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0.24 \times 0.128}{0.001886} = 16.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} = 209.13 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 16.34 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa}$ condition vérifié

$\sigma_{st} = 209.13 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = 25\% A_s = 0.25 (39.27) = 9.81 \text{ cm}^2$$

On prend 6T16/m $A_r = 12.06 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

- **Vérification de condition non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 (2.4)(0.27)}{400} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{st}$ condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{81.55 \times 5.7}{2} = 232.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma}$$

$$\tau_u = \frac{232.41}{0.27} = 42.92 \text{ KN/m} = 0.429 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.429 \text{ MPa} \leq 1.4 \text{ MPa}$ condition vérifiée

7.4.3 Ferrailage de Corbeau

Il forme une console courte encastree sur le mur de garde grève , utilisé comme un appui pour la dalle de transition

- **Condition d'une console courte**

$$L = 0.3 \text{ m} ; a = 0.2 \text{ m}$$

$$d \geq \max (a ; L).$$

$$d = 0.5 \text{ m}$$

$$R_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{81.55 \times 5.7}{2} = 232.41 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{R_u \times L}{2} = \frac{232.41 \times 0.3}{2} = 34.86 \text{ KN.m}$$

$$R_s = \frac{Q_s \times L}{2} = \frac{59.3 \times 5.7}{2} = 169 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{R_s \times L}{2} = \frac{169 \times 0.3}{2} = 25.35 \text{ KN.m}$$

• **Cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{R_u}{b.d} = \frac{0.32}{1.(0.5)} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [4 ; \{0.3f_c 28.(2+\varphi)\} ; \min (f_c 28 ; 30)]$$

$$\varphi = \min \left(\frac{d}{a} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{adm} = 4 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Les armatures tendus :**

$$Z = \min \left[0.75d \left(1 + \frac{\varphi}{10} \right) ; 1.2a \left(0.8 + \frac{\varphi}{5} \right) \right] = \min [0.468 ; 0.312] = 0.312$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.034}{0.312 \times 347.81} = 3.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Ferraillage min R.P.O.A :**

$$A_{min} = 0.6\% . B.$$

$$A_{min} = (0.006) . (1) . (0.5) = 30 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferraillage Min RPOA.

Soit : **7T25 /ml (34.36 cm²)** : avec un espacement de 15 cm

□ **Armature de répartition :**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(34.36) = 8.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : **6T14/ml (9.24 cm²)** ; avec un espacement de 15 cm.

7.4.4 Ferrailage de mur de front

Tableau 42: les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U

Désignation	coeff		Fv	F _H	d/0	M+	M-
Mur de garde grève	1.35	$0.3 \times 2.15 \times 25 = 16.125$	21.67		0.35	7.58	
Mur de front	1.35	$7.36 \times 1 \times 25 = 184$	199.8		0	0	0
Corbeau 1	1.35	$0.345 \times 25 = 8.625$	11.64		0.65	7.566	
Corbeau 2	1.35	$0.598 \times 25 = 14.95$	20.18		0.76		15.33
Poussé des terres	1.35	$0.5 \times 0.45 \times 18 \times 7.36^2 = 219.3$		296.05	3.503		1037.06
Surcharges de remblai horizontal	1.5	$0.45 \times 10 \times 7.36 = 33.12$		49.68	3.17		157.48
Réaction du tablier	1.35	$7859 / 14.6 = 538.28$	726.6		0.457		332.05
Variation linéaire	0.8	$88.41 \times \cos(56.48) / 14.6 = 3.34$		2.67	7.48	19.97	
Surcharges UIC	1.515	$601.2 / 14.6 = 41.17$	62.26		0.457		28.45
freinage	1.512	$1770.2 \times \cos(56.48) / 14.6 = 66.95$		101.2	7.48	756.9	
			$\Sigma 1042.15$	$\Sigma 449.6$		$\Sigma 792.01$	$\Sigma 1570.3$

Tableau 43: les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S

Désignation	coeff		Fv	F _H	d/0	M+	M-
Mur de garde grève	1	$0.3 \times 2.15 \times 25 = 16.125$	16.125		0.35	5.64	
Mur de front	1	$7.36 \times 1 \times 25 = 184$	184		0	0	0
Corbeau 1	1	$0.345 \times 25 = 8.625$	8.625		0.65	5.60	
Corbeau 2	1	$0.598 \times 25 = 14.95$	14.95		0.76		11.36

Poussé des terres	1	$0.5 \times 0.45 \times 18 \times 7.36^2 = 219.3$		219.3	3.503		768.20
Surcharges de remblai	1	$0.45 \times 10 \times 7.36 = 33.12$		33.12	3.17		104.99
Réaction du tablier	1	$7859/14.6 = 538.28$	538.28		0.457		245.99
Variation lineaire	0.6	$88.41 \times \cos(56.48)/14.6 = 3.34$		2.004	7.48	14.98	
Surcharges UIC	1.12	$601.2/14.6 = 41.17$	46.11		0.457		21.07
freinage	1.12	$1770.2 \times \cos(56.48)/14.6 = 66.95$		74.98	7.48	560.85	
			$\Sigma 808.09$	$\Sigma 329.404$		$\Sigma 587.07$	$\Sigma 1151.61$

Ferraillage du mur de front à l'ELU :

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}; d = 0.9$

$d = h - d' = 1 - 0.1 \times (1).$

$N_u = 1635.4 \text{ KN}$

$M_u = 2111.7 - 407.8 = 1703.9 \text{ KN.m}$

$e = \frac{M_u}{N_u} = 1.04 \text{ m}$

$e > \frac{h}{6} = 0.167 \text{ m} \dots\dots\dots$ la section est partiellement comprimée.

$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 2357.9 \text{ KN.m}$

$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.fbc} = \frac{2.357}{1.0.9^2.17} = 0.171 < \mu_r = 0.392$ Section à simple armature

$A_2 = 0$

$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} (\frac{M_a}{z} - N)$

$\alpha = 0.236$

$z = 0.604$

$A_1 = \frac{1}{347.82} (\frac{2.357}{0.604} - 1.635) = 65.18 \text{ cm}^2$

On choisit comme ferraillage : 10 T 20 = 31.42 cm² avec un espacement de 10 cm

Verification a ELS :

$$N_s = 1250.76 \text{ KN} ; M_s = M_r - M_s = 1125.2 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 1.24 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.167 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 + \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.574 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0.941 \text{ m}^2$$

Après itération, on trouve :

$$e_1 = 1.17$$

$$x = 0.43$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_1(d-x) = 0.041$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1.25 \times 0.43}{0.041} = 13.1 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s \times (d-x)}{S} = 15 \frac{1.25 \times (0.9 - 0.43)}{0.041} = 214.9 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 215.55 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

7.5 Étude de la semelle

la semelle :

La longueur = 16.5 m

La largeur = 6 m

L'épaisseur = 1 m

le moment et l'effort normal maximums :

Tableau 44: Tableau : Les sollicitations au niveau de la semelle

Les combinaisons	F _V (KN)	F _H (KN)	M = M _s – M _r (KN.m)
ELU	35232,21	7182	72630,57
ELS	26028,4	5245,9	53748,98
accidentelle	26601,06	4857,42	87534,2

Donc on trouve :

$$M_{\max} = 87534,2 \quad ; \quad N_{\max} = 35232,21 \text{ KN}$$

Vérification de la stabilité : (c'est déjà vérifiée)

Excentricité de charges verticales :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{F_v} = \frac{6}{2} - \frac{87534,2}{35232,21} = 0,51 \text{ m}$$

Le tiers centrale :

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$$

$e < E_{\max}$ la résultante passe par le tiers centrale de la semelle.

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\sum FV}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{35323,21}{6 \times 16,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,51}{6}\right) = 537,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = \frac{\sum FV}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{35323,21}{6 \times 16,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,51}{6}\right) = 174,3 \text{ KN/m}^2$$

7.5.1 Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles

- Longueur de la console D :

$$D = A + \frac{C}{4} = 1 + \frac{1}{4} = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot D}{B} = 537,3 - \frac{(537,3 - 174,3) \cdot 1,25}{6} = 461,67 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_d) \cdot D}{2} = 624,35 \text{ KN}$$

Bras de levier :

$$d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{\max}}{\sigma_d + \sigma_{\max}} \cdot \frac{D}{3} = 0,64 \text{ m}$$

Moment :

$$M = R \cdot d = 624,35 \times 0,64 = 399,5 \text{ KN.m}$$

- Section d'encastrement du patin

$$d = 0,9 \times H = 0,9 \times l = 0,9 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,399}{1,0 \cdot 0,9^2 \cdot 17} = 0,028 < 0,186 \quad \text{Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,035$$

$$z = 0,9 (1 - 0,4 \times 0,035) = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,399}{0,887 \times 347,82} = 0,00129 \text{ m}^2 = 12,9 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec : $f_{tj} = 2,4$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9$

$$A_s \geq 0,23 (1 \times 0,9) \times \frac{2,4}{400} = 0,001242 \text{ m}$$

$A_s \geq 0,00124$ la condition de non fragilité est vérifiée.

Choix des Barres

Pour la nappe inférieure on prend : **8 T 16 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **8 T 14 / ml** espacement de 20 cm

Pour la nappe supérieure on prend : **8 T 16 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **8 T 14 / ml** espacement de 20 cm

7.6 Mur de soutènement

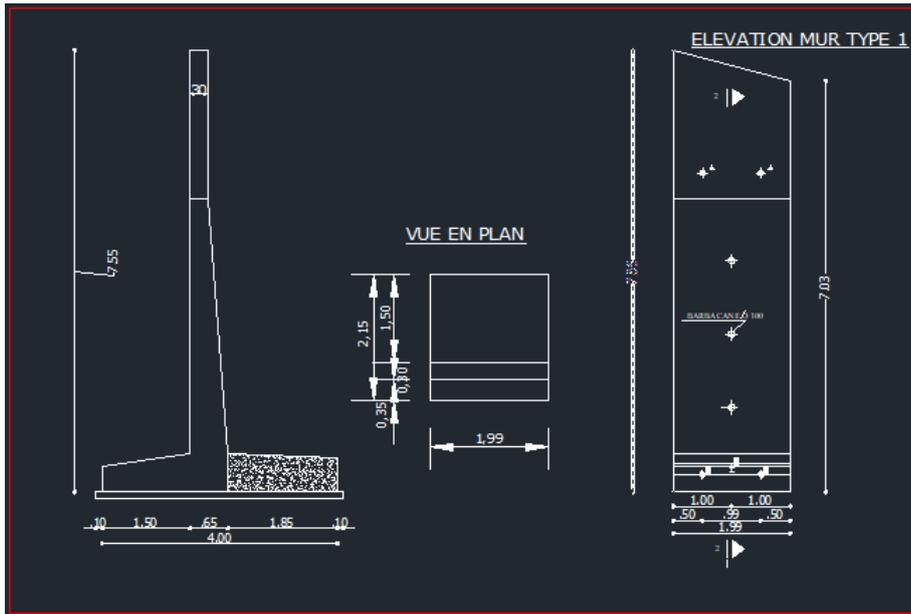


Figure 38:Mur de soutènement

Données :

Poids spécifiques des terres $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$

surcharge de remblais $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement interne de terre $\phi_s = 33^\circ$

Résistance admissible du sol de fondation $\sigma_s = 2 \text{ bars}$

Poids spécifiques du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Ht = 7,55 m

L'hypothèse de calcul :

Béton :

$f_{c28} = 30 \text{ MPA}$

Armatures :

acier Fe E 400

$\gamma_s = 1.15$

$\mu_r = 0.392$

La fissuration est préjudiciable

7.6.1 Calcul des forces**Poussée des terres :**

$$\beta = 0^\circ$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_r \times H^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 7,55^2 \times 0,45 = 230,86 \text{ KN}$$

$$P_H = P_a \cdot \cos\beta = 230,86 \times 1 = 230,86 \text{ KN}$$

$$P_V = P_a \cdot \sin\beta = 0 \text{ KN}$$

$$M_P = 230,86 \times 2,51 = 579,45 \text{ KN.m}$$

La surcharge du remblai $q=10 \text{ KN/m}^2$

$$\delta_H = K_a \times q \times S$$

Avec :

$$K_a = 0.45$$

S = La surface chargée

$$\delta_H = 0.45 \times 10 \times (7,55 \times 1,99) = 67,6 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment : } M_H = 67,6 \times 2,51 = 169,6 \text{ KN.m}$$

Poids des terres :

$$P_{\text{terres}} = H \times B \times L \times \gamma_T = 7,55 \times 1,99 \times 1,85 \times 18 = 500,31 \text{ KN}$$

$$M = 500,31 \times 3,075 = 1538,45 \text{ KN.m}$$

Poids du mur.**Tableau 45: sollicitation de mur de soutènement (poids propre)**

	Poids (KN)	D (m)	M ₀ (KN.m)
P1	37,31	1,65	61,56
P2	57,46	1,65	94,80
P3	33,51	1,91	64
P4	38,8	1,82	70,61
P5	7,46	1	7,46
P6	74,62	0,75	55,96

$$P_t = 248,8 \text{ KN}$$

$$M_T = 354,39 \text{ KN.m}$$

7.6.2 Vérification de la stabilité

- **Renversement :**

- Moment de renversement dû à la poussée des terres $M = P_H \times d = 579,45 \text{ KN.m}$
- Moment de renversement dû à la surcharge de remblais $M = 169,6 \text{ KN.m}$

$$M_r = 579,45 + 169,6 = 749,05 \text{ KN.m}$$

- Moment stabilisateur dû aux charges verticales

$$M_s = (1538,45 + 354,39) = 1892,84 \text{ KN.m}$$

Coefficient de la sécurité au renversement : .

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1892,8}{749,05} = 2,52 \geq 1,5 \quad \text{Stabilité au renversement est vérifiée}$$

- **Glissement :**

Il faut vérifier :

$$\frac{tg\varphi}{tg\theta} \geq 1,5$$

$$Tg\theta = \frac{FH}{F_v} = \frac{298,46}{749,11} = 0,39$$

$$\frac{tg\varphi}{tg\theta} = \frac{tg(33)}{0,39} = 1,66 \geq 1,5$$

7.6.3 Stabilité du sol de fondation

- Excentricité de charges verticales :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s - M_r}{\sum FV} = \frac{4}{2} - \frac{1892,84 - 749,05}{\sum 749,11} = 0,47 \text{ m}$$

Le tiers centrale :

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0,66 \text{ m}$$

$e < E_{\max}$ la résultante passe par le tiers centrale de la semelle.

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\sum FV}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right)$$

$$= \frac{749,1}{1,99 \times 4} \left(1 + \frac{6 \times 0,47}{4} \right) = 160,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = \frac{\sum FV}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{749,1}{1,99 \times 4} \left(1 - \frac{6 \times 0,47}{4}\right) = 27,76 \text{ KN/m}^2$$

- Contrainte de référence équivalons :

$$\sigma_{\text{réf}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1,26 \text{ bars} \leq 2 \text{ bars}$$

Donc le sol peut supporter la charge

7.6.4 Ferrailage de mur de soutènement :

La surcharge du remblai : $q=10 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_H = K_p \times \gamma \times h + K_q \times q$$

Avec : $K_p = K_a = K_q = 0.45$

$$h=0 : \sigma_H = 0 + 0.45 \times 10 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=2.15 : \sigma_H = 0.45 \times 18 \times 7,55 + 0.45 \times 10 = 65,65 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 46: les contraintes agissant sur le mur de soutènement

Z(m)	σ_H (KN/m ²)	Force (KN)	d _o (m)
0	4.5	$F_1 = 4.5 \times 7,55 = 33,97$	$d_1 = 3,775$
2.15	65,65	$F_2 = (65,65 - 4.5)/2 \times 7,55 = 230,8$	$d_2 = 2,51$

- Moment d'encastrement :

$$M_u = F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2 = 707,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

$$\mu_u = \frac{0.707}{1 \times (0.585)^2 \times 17} = 0.0191$$

$$\mu_u = 0.121 < \mu_r = 0.392 \quad \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.121}) = 0.161$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.27 (1 - 0.4 \times 0.161) = 0.252 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.707}{0.252 \times 347.82} = 0.00801 \text{ m}^2 = 80.1 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$A_{RPOA} = 0.6\% S = 0.6\% (0.65 \times 1) = 39 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} < A_{RPOA}$ donc le ferrailage sera :

10T 32 = 80,42 cm²/ml dans la partie tendue avec esp = 10 cm.

10T 32 = 80,42 cm²/ml dans la partie comprimée avec esp = 10 cm

Donc : $A_{st} = 80,42 \text{ cm}^2$

o **Les armatures de répartition :**

$$A = 25\% A_{st} = 0.25 \times 80,42 = 20,10 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors **10T16/ml** avec un espacement de 20cm

7.6.5 Ferrailage de semelle de soutènement :

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles

Longueur de la console D :

$$D = A + \frac{C}{4} = 1 + \frac{0,3}{4} = 1,075 \text{ m}$$

$$\sigma d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot D}{B} = 160,45 - \frac{(160,45 - 27,76) \cdot 1,075}{4} = 128,78 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma d) \cdot D}{2} = 155,46 \text{ KN}$$

Bras de levier :

$$d = \frac{\sigma d + 2\sigma_{\max}}{\sigma d + \sigma_{\max}} \cdot \frac{D}{3} = 0,55 \text{ m}$$

Moment :

$$M = R \cdot d = 155,46 \times 0,55 = 85,49 \text{ KN.m}$$

Section d'encastrement du patin

$$d = 0,9 \times H = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0854}{1,1,08^2 \cdot 17} = 0.043 < 0.186 \quad \text{Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.054$$

$$z = 1.08 (1 - 0.4 \times 0.054) = 1.05 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0854}{1.05 \times 347.82} = 0.000233 \text{ m}^2 = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPOA} = 0.6\% S = 0.6\% (1.2 \times 1) = 72 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend A_{min} (A_{RPOA}) pour ferrailer la semelle

Choix des Barres

Pour la nappe inférieure on prend : **9 T 32 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **8 T 20 / ml** espacement de 20 cm

Pour la nappe supérieure on prend : **9T 20 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **8 T 20 / ml** espacement de 20 cm

DEVIS

QUANTITATIF

ET ESTIMATIF

Tableau47 : Devis estimatif pour ouvrage pk 1+225 sur la RN 06(béton précontraint)

N	Désignation	Unité	quantité	P,U	Montant
1	installation et repliement du chantier	F	1	13000000,00	13000000
2	étude géotechnique	F	1	1000000,00	1000000
Terrassement					
3	Déblai pour fouille	M ³	970,6	1250,00	1213250
4	remblai fouille	M ³	433,4	900,00	390060
6	remblai d'emprunt de matériau appropriés	M ³	2800	1500,00	4200000
7	remblai d'emprunt ciment stabilise derrièreculées	M ³	1257,3	6000,00	7543800
Infrastructure					
8	Béton de propretéépaisseur =10cm	M ³	449,3	9500,00	4268350
9	Béton armé de fondation des ponts y compris coffrage et ferrailage	M ³	198	39000,00	7722000
Superstructure					
10	Béton armé en élévation pour les culées y compris coffrage et ferrailage	M ³	275,28	47000,00	12938160
11	Béton armé RN35pour hourdis	M ³	102,55	70000,00	7189350
12	Béton RN 35 pour poutre en béton précontrainte	M ³	270	31000,00	5161500
13	Acier FeE40 pour poutre en béton précontrainte	t	20,36	118000,00	2402480
14	Acier de précontrainte pour pout	t	25	500000,00	12500000
15	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté	DC3	18	15000,00	270000
16	béton armé pour murs garde ballast, y compris coffrage et ferrailage	M ³	50	45000,00	2250000
17	couvercles préfabriqués en béton pour les caniveaux de passage descâbles	ML	67	2250,00	150750
18	chape d'étanchéité du tablier, pont rail	M ²	410,82	4200,00	1725444
19	couche de protection en béton arme sur tablier pont rail	M ²	410,82	4500,00	1848690

20	garde corps pour pont rail	ML	67	22000,00	1474000
21	dallète + longrine +corniche	ML	67	15000,00	1005000
22	tube semi perforé (rigole) derrière la culée et mur de soutènement	ML	33	4200,00	138600
23	fourniture et pose joint de chaussée(soufle 200mm)	ML	33	139000,00	4587000
				<i>somme projet (DA)=</i>	111574120.8

8. Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire une étude comparative d'un pont ferroviaire en béton précontraint avec la conception de béton armé qui déjà réalisée.

L'élaboration de ce type de projet reste une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un ingénieur des travaux publics car il nécessite de la réflexion, des connaissances étendues tout en faisant preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Nous avons fait suivit tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplis tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

Après l'étude et les calculs onconclu que la conception du béton précontraint et plus économique que la solution de béton armé avec une différence estimatif de cout de 35% .

9. LISTE DE REFERENCES

CCTG. (1991a). règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ((fascicule n° 62 - titre i - section i)ou(bael 91 révisé 99)). paris, France: ministère de l'équipement, des transports et du logement secrétariat d'état au logement secrétariat d'état au tourisme

CCTG. (1991b). règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites ((fascicule n° 62 - titre i – section ii)ou(bpel 91 révisé 99)). paris, France: ministère de l'équipement, des transports et du logement secrétariat d'état au logement secrétariat d'état au tourisme.

Charles, e., cause, g., & bouchon, p. (2007).béton précontrainte-support de cours. paris, France: presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

Setra. (1974). appareils d'appui en élastomère fretté. Bagnex-cedex, France: setra.

Mr ‘ TALEB. O‘ : Cour de pont (faculté de technologie, département de génie civil, Tlemcen, (2017).

Setra. (1996). ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension: guide de conception. Bagnex-cedex, France: setra.

Yazid, a. (2005).béton précontrainte- cours et exercices. Bechar, Algérie: centre universitaire de Bechar

Logiciel SaP2000.

SEFAOUI .Y M. NOUALI. I (2019) .Ligne SNTF MecheriaBayadh: pont ferroviaire au pk 1+225 semi-préfabriqué.Université Abou BekrBelkaid Tlemcen. Master en génie civil.