

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.**



**Université Mohamed Seddik Ben Yahia Jijel  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et Hydraulique**



# **MÉMOIRE DE FIN D'ETUDE**

**En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE  
Filière : Travaux Publics**

**Option : Voies et Ouvrages D'art**

## **Thème**

**Etude d'un passage supérieur (pk 68+712,5) de  
la pénétrante « Djen Djen-El Eulma »**

**Jury :**

MESSIOUD.S

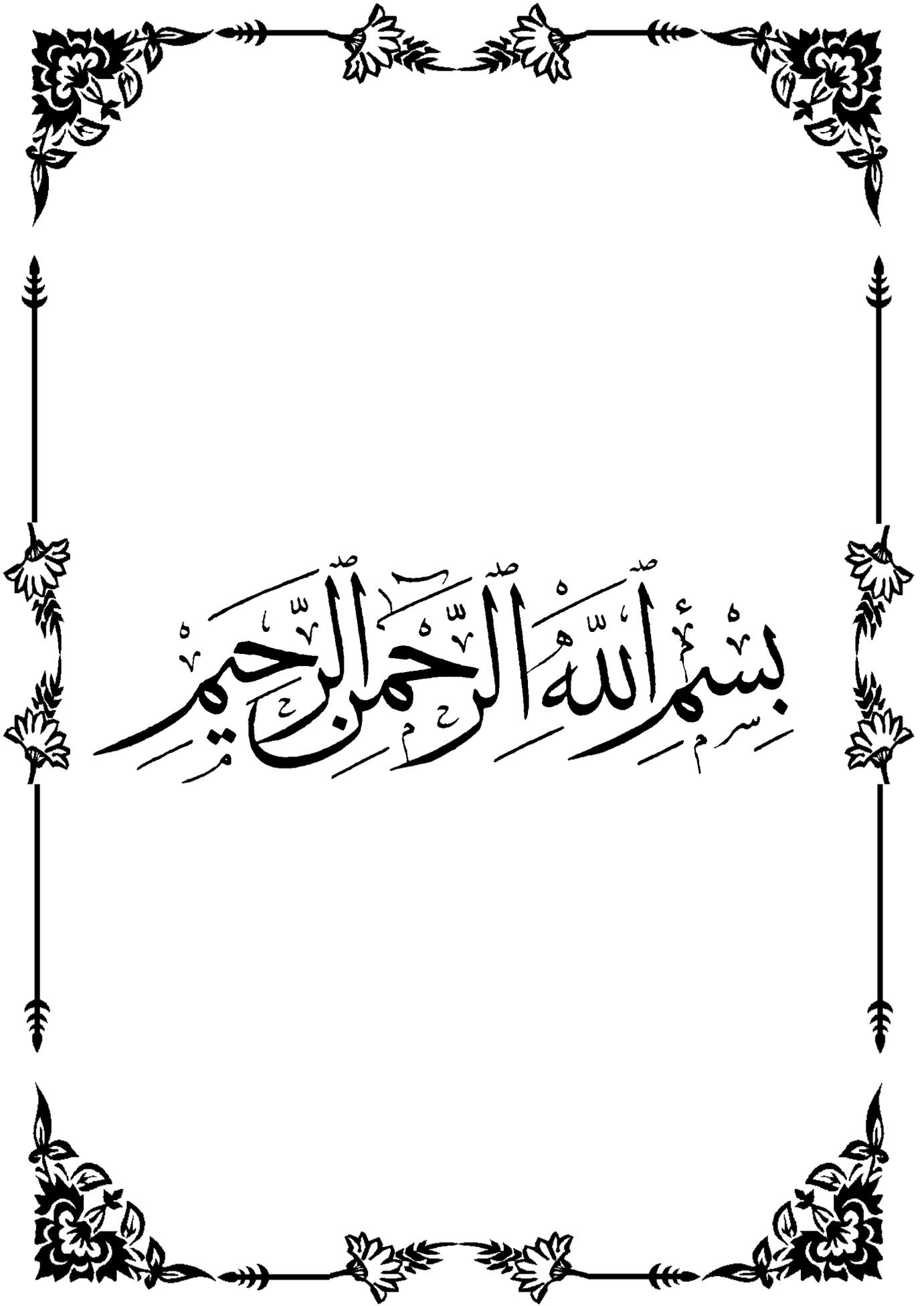
Encadreur

**Présenté et soutenu par :**

MERIMECHE YASSER

KEHILA ISSHAK

**Promotion 2021**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



*Je dédie ce modeste travail :*

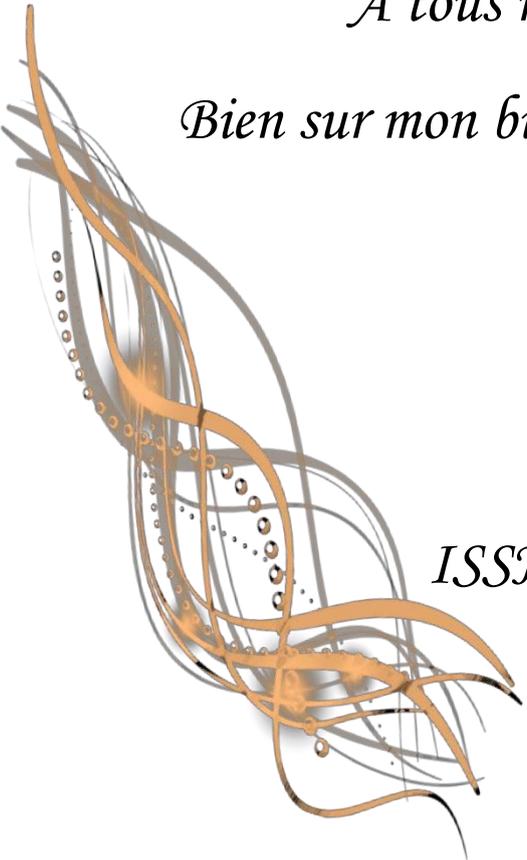
*A mes très chers parents,*

*A mes chers frères et mes sœurs,*

*A toute ma famille,*

*A tous mes amis*

*Bien sur mon binôme YASSER*



*ISSHAK*



*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents,*

*A mes chers frères,*

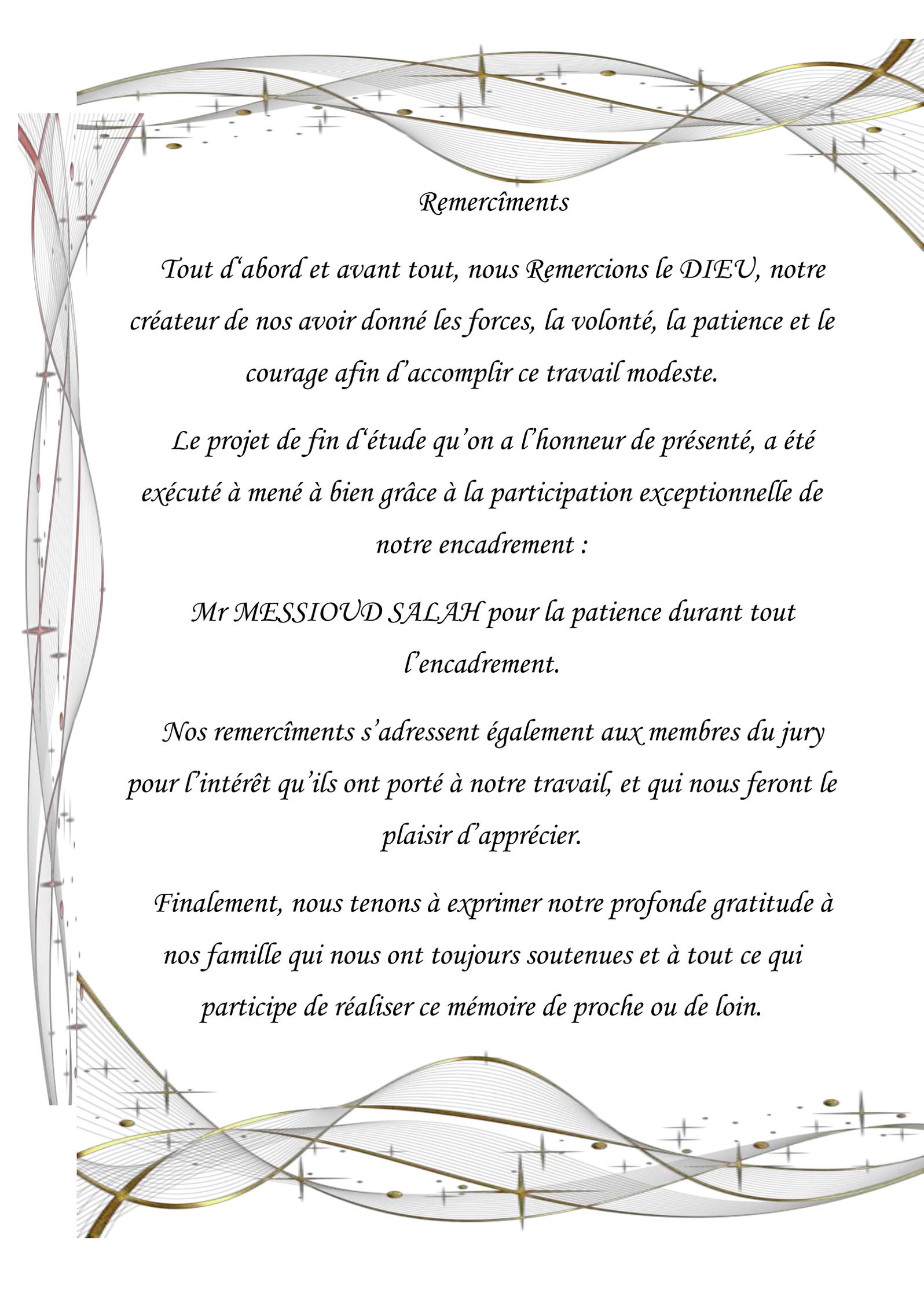
*A ma grande mère,*

*A toute ma famille,*

*A tous mes amis*

*Bien sur mon binom ISSHAK*

*YASSER*



## *Remercîments*

*Tout d'abord et avant tout, nous Remercions le DIEU, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.*

*Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadrement :*

*Mr MESSIOUD SALAH pour la patience durant tout l'encadrement.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.*

*Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos famille qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire de proche ou de loin.*

# NOTATION

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

## ❖ Principe

### □ Majuscules latines

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments).
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs.
- les modules de déformations et d'élasticité.

### □ Minuscules latines

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur.
- les densités de forces réparties.
- les résistances des matériaux.
- certains coefficients.

### □ Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

### □ Minuscules grecques

Elles désignent :

- les contraintes.
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives.

- certains coefficients.

## ❖ Indices

### □ Majuscules latines :

**A** : afférent aux actions accidentelles.

**E** : afférent aux séismes.

**G** : afférent aux charges permanentes.

**P** : afférent à l'action de la précontrainte.

**Q** : afférent à une action variable quelconque.

**V** : afférent à l'effort tranchant.

**T** : afférent aux actions dues aux variations de température.

**W** : afférent aux actions dues au vent.

### • Minuscules latines et abréviations :

**a** : ancrage.

**b** : béton.

**c** : compression.

**d**: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

**e** : limite d'élasticité.

# NOTATION

**i** : initial ; instantané ; indice.

**j** : âgé de j jours ; indice.

**Lim** : limite.

**Max** : maximal.

**Min** : minimal.

**p** : précontrainte.

**r** : retrait du béton ; rupture ; réduit.

**réd** : réduit.

**s** : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

**ser** : service.

**t** : transversal ; traction.

**u** : ultime.

## ❖ Notations

### □ Notations en majuscules latines :

**As** : Aire d'une section d'armatures passives.

**Ap** : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

**At** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**Es** : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

**Ei** : Module de déformation instantané ( $E_{ij}$  à l'âge de j jours).

**Ev** : Module de déformation à long terme ( $E_{vj}$  pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

**F** : Force ou action en général.

**G** : Module d'élasticité transversal ; action permanente.

**I** : Moment d'inertie en général.

**M** : Moment en général ; moment fléchissant.

**Mg** : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

**Mq** : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

**Mu** : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

**Mser** : Moment de calcul pour l'état limite de service.

**N** : Effort normal.

**P** : Action de la précontrainte.

**Q** : Action ou charge variable.

**R** : Réaction d'appui ; force résultante.

# NOTATION

**S** : Moment statique.

**T** : variations uniformes de température.

**V** : Effort tranchant.

**W** : Vent.

□ **Notations en minuscules latines :**

**a** : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale ; position longitudinale).

**b** : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

**b<sub>n</sub>** : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

**b** et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

**c** : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

**f<sub>e</sub>** : limite élastique d'un acier pour armature passive.

**f<sub>pe</sub>** : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

**f<sub>pr</sub>** : limite de rupture d'un acier.

**f<sub>cj</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

**f<sub>c28</sub>** ou **f<sub>c</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

**f<sub>t28</sub>** ou **f<sub>t</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**h** : hauteur totale d'une section.

**j** : nombre de jours.

**k** : coefficient en général.

**l** : longueur ou portée.

**n** : coefficient d'équivalence acier-béton ; nombre entier.

**q** : densité de charge variable.

**s** : espacement des armatures en général.

**st** : espacement des armatures passives transversales.

**st** : espacement des armatures de précontrainte transversales.

**t** : temps.

**u** : périmètre ; dimension.

**x** : coordonnée en général ; abscisse en particulier.

# NOTATION

$y$  : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

$z$  : coordonnée complémentaire à  $x$  et  $y$  ; bras de levier du couple de flexion.

## • Notations en minuscules grecques

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

$\alpha$  (**alpha**) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre ; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

$\beta$  (**bêta**) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

$\gamma$  (**gamma**) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).

$\delta$  (**delta**) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).  $\epsilon$  (**epsilon**) : déformation relative.

$\epsilon_{bc}$  : raccourcissement relatif du béton comprimé.

$\epsilon_r$  : retrait du béton.

$\theta$  (**Thêta**) : température.

$\lambda$  (**Lambda**) : coefficient sans dimension.

$\mu$  (**mu**) : coefficient sans dimension.

$\nu$  (**nu**) : coefficient de Poisson pour le béton.

$\mu$  (**xi**) : coefficient sans dimension.

$\rho_{1000}$  : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

$\sigma$  (**sigma**) : contrainte normale.

$\sigma_b$  : contrainte du béton.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton.

$\sigma_{bt}$  : contrainte de traction du béton.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier passif.

$\sigma_p$  : contrainte de l'acier de précontrainte.

$\tau$  (**tau**) : contrainte tangente.

$\tau_s$  : contrainte d'adhérence.

$\phi$  (**phi**) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

$\omega$  (**oméga**) : angle.

## □ Autres notations et symboles :

$\Delta$  : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$  = variation de contrainte

$\Delta\theta$  = différence de température).

$\Sigma$  : sommation.

# NOTATION

$\emptyset$  : diamètre nominal d'une armature.

$\infty$  : final (au temps conventionnel égal à l'infini).

$K\alpha$ : coefficient de répartition transversal des moments

$\epsilon\alpha$  : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

$E$ : Module d'Young.

$W$ : poids  $R$ : force de réaction

$F$ : force due au renforcement

$H_n$ : force latérale a la tranche

$Z$ : profondeur  $r$  : rayon

$\theta$  : angle du plan de rupture

$K$  : coefficient de participation du renforcement

$G$ : Module de cisaillement

$V_n$  : force normale a la tranche

$D$ : travail interne.

$\delta$ : Déplacement unitaire.

$\sigma$ : Contrainte.  $\tau$ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

$\phi$ : Angle de frottement interne du sol.

$C$ : Cohésion du sol.

$EA$ : Rigidité normale.

$EI$ : Rigidité de flexion.

.

# Résumé

## Résumé :

Ce mémoire s'intéresse de l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un passage supérieur situé au (pk 68+712,5) de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau de El 'Eulma, de 54 m de longueur.

Une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composants de ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural analysis Professional, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentant les ferrillages adéquats des différents éléments composants de la structure.

**Mots clés :** pont, béton précontrainte, modélisation.

## Abstract :

This thesis focuses on the study of a bridge with prestressed concrete beams. The studied structure is an overpass located at **KP 68 + 712.5** from the penetrant connecting the port of Djen-djen with the East-West highway at Eulma, its length is 54 m.

A detailed study has been carried out on the behavior of the various components of this bridge according to the multiple requests : permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modeling and analysis processing was performed using the Autodesk ROBOT structural analysis Professional software, then the results obtained were translated by graphics representing the appropriate reinforcement of the various components of the structure.

**Key words :** bridge, prestressed concrete, modeling.

## ملخص:

تهتم هذه المذكرة بدراسة جسر يحتوي على عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد، الهيكل المدروس هو عبارة عن ممر فوقي يقع في (ن ك 560+32) من الطريق الرابط بين ميناء جن جن والطريق السريع شرق-غرب على مستوى العلما يبلغ طوله الإجمالي 54 م. تم إجراء دراسة تفصيلية حول المكونات المختلفة لهذا الجسر وفقا للإجهادات المتعددة: الحمولات الدائمة، والحمولات الناتجة عن حركة المرور والمعدات، والحمولات العرضية ... الخ. تم تنفيذ النمذجة و معالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف. تم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الرسوم البيانية التي تمثل التسليح المناسب للمكونات المختلفة للهيكل.

**الكلمات المفتاحية:** جسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، نمذجة.

# Sommaire

---

## I- La partie ouvrage

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### **Chapitre 01 : conception de l'ouvrage**

1 Introduction .....	2
2 Présentation de l'ouvrage .....	2
2.1 Position de l'ouvrage .....	2
2.2 Description de l'ouvrage .....	3
3 Données fonctionnelles et naturelles .....	4
3.1 Données fonctionnelles .....	5
3.2 Données naturelles .....	5
3.2.1 Données géotechniques .....	5
3.2.2 Données topographiques.....	6
3.2.3 Données sismologiques.....	7
4 Choix du type de pont .....	8

### **Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux**

1 Introduction .....	9
2 Le béton .....	9
2.1 Résistance à la compression.....	9
2.2 Résistance caractéristique à la traction.....	9
2.3 Contrainte admissible de compression du béton .....	9
2.4 Module de déformation différée du béton .....	10
2.5 Module de déformation transversale .....	11
3 L'acier .....	11
3.1 Aciers de béton armé.....	11

---

# Sommaire

---

3.2 Acier de béton précontraint.....	12
3.2.1 La limite élastique.....	12
3.2.2 Module de Young .....	12
3.2.3 Diagramme contraintes-déformation .....	13

## Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

1 Introduction .....	14
2 Pré-dimensionnement des éléments du tablier .....	14
2.1 Pré-dimensionnement de la poutre .....	14
2.2 La dalle .....	15
2.2.1 Définition de la dalle : (l'hourdis) .....	15
2.2.2 Pré dimensionnement de la dalle .....	15
2.3 Les entretoises .....	17
3. Les caractéristiques de l'ouvrage .....	17
4 Caractéristiques géométriques des poutres.....	17
4.1 Notation.....	17
4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes .....	18
4.2.1 Section médiane.....	17
4.2.2 Section d'about .....	21
a) Poutre seule (intermédiaire et de rive).....	21
b) Poutre intermédiaire avec hourdis .....	22
c) Poutre de rive avec hourdis .....	23

## Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

1 Introduction .....	26
----------------------	----

---

# Sommaire

---

2 Calcul des charges permanentes .....	26
2.1 La charge permanente (Cp) .....	26
2.1.1 La dalle .....	26
2.1.2 Les poutres .....	27
2.1.3 Le poids de l'entretoise .....	27
2.2 La charge complémentaire permanente (CCP).....	28
2.2.1 Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité .....	28
2.2.2 Le poids des corniches, longrines et barrières.....	28
2.3 La charge totale .....	29
3 Etude des surcharges .....	30
3.1 Détermination des caractéristiques du pont.....	30
3.2 Evaluation des surcharges.....	31
3.2.1 Système A(L).....	31
3.2.2 Système B <sub>c</sub> .....	32
3.2.3 Système B <sub>t</sub> .....	33
3.2.4 Système militaire Mc 120.....	34
3.3 Les effets horizontaux .....	36
3.3.1 Effet de freinage.....	36
3.3.2 Effet du vent .....	36
3.3.3 L'effet du séisme .....	36

## Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts

1 Evaluation des efforts dans la poutre.....	37
2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges .....	39

---

# Sommaire

---

2.1 La ligne d'influence .....	39
2.2 Théorème de BARRE .....	39
2.3 Moment fléchissant à $x=0,5L$ .....	39
2.4 Moment fléchissant dus aux surcharges $x =0,25L$ .....	42
3 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges .....	45
3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X=0,00L$ .....	45
3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$ .....	47

## Chapitre 06 : répartition transversale des efforts

1 Introduction et choix de la méthode .....	49
1.1 Calcul de IE .....	49
1.2 Calcul de IP moment d'inertie équivalent d'une poutre .....	49
2 Méthode de Guyon Massonnet .....	50
2.1 Paramètres de calcul .....	50
2.1.1 La largeur active du pont .....	50
3 Calcul des moments fléchissant .....	52
3.1 Coefficient de répartition transversale K .....	52
3.2 Calcul de $K_{moy}$ .....	53
3.3 Calcul du moment fléchissant .....	53
3.4 Moments combiné dans chaque poutre .....	58

## Chapitre 07 : modélisation du tablier

1 Introduction .....	61
2 Présentation logiciel .....	61
3 Modélisation .....	61

---

# Sommaire

---

3.1 Modélisation de la poutre .....	62
3.1.1 Poutre intermédiaire .....	62
3.1.2 Modélisation de la dalle .....	63
3.2 Définition de différents cas de charge .....	64
3.2.1 Charges permanentes .....	64
3.2.2 Système de charge A(L) 02 voies chargées.....	64
3.2.3 Surcharge sur trottoirs.....	65
3.2.4 Sous système Bt 02 voies chargées.....	67
3.2.5 Système militaire Mc120 .....	67
3.3 Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels.....	69
4. Discussion des résultats .....	69

## **Chapitre 08 : étude de la précontrainte**

1 Introduction .....	70
2 Les procédés de la précontrainte .....	70
2.1 Précontrainte par pré-tension .....	70
2.2 Précontrainte par post-tension .....	71
3 Dimensionnement de la précontrainte .....	71
3.1 Caractéristique géométrique de la poutre .....	71
3.2 L'effort de précontraint minimum .....	72
3.3 Calcul de nombre des câbles .....	72
3.3.1 Caractéristiques des câbles .....	72
3.3.2 La force du précontraint par câble .....	73
3.4 Vérification des contraintes à la mise en tension .....	73
3.5. Disposition constructive des câbles .....	75

---

# Sommaire

---

3.6 Caractéristiques des sections (intermédiaire et d'about) .....	77
3.6.1 Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis .....	77
3.6.2 Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis .....	79
3.6.3 Caractéristiques de la section d'about sans hourdis .....	79
3.6.4 Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis .....	80
Caractéristiques des sections .....	81
4 .Pertes de la précontrainte.....	82
A) Pertes instantanées .....	82
B) Les pertes différées .....	82
4.1Calcul des pertes .....	83
4.1.1 À la section intermédiaire $X = 0,5L$ .....	83
A) Les pertes instantanées .....	83
B) Les pertes différées.....	85
4.1.2 À la section d'about $x = 0 L$ .....	91
A) Les pertes instantanées .....	91
B) Les pertes différées .....	92
C) . Pertes par relaxation des aciers .....	96
5. Vérification des contraintes .....	106
5.1 Pour la section intermédiaire ( $X=0,5 L$ ) .....	106
A) Phase de constriction.....	106
B) En service .....	107
Diagramme des contraintes pour les différents cas.....	108
5.2 Pour La Section D'about ( $X=0,00L$ ) .....	109

---

# Sommaire

---

A) En construction.....	109
B) En service .....	110
5.3 Pour la section ( $X=0,25L$ ) .....	111
5. Calcul Ferrailage Passif Longitudinal .....	114
5.1 Armatures Longitudinales De Peau.....	114
5.2 Armatures Dans La Zone Tendue .....	114
6 Justification aux E.L.U.....	116
6.1 Principe de la méthode de justification.....	116
6.2 Démarche à suivre .....	117
6.3 Les sollicitations à LE.L.U .....	117
6.4 Équations liées à l'hypothèse des sections planes .....	118
6.5 Equations traduisant le comportement de l'acier.....	118
7 Vérifications des contraintes tangentielles .....	123
<b>1<sup>ère</sup> pha: en cnstruction</b> .....	123
Justification à l'E.L.S .....	125
Justifications à l'E.L.U .....	126
7.1 Minimum d'armatures transversales .....	126
7.2 Justification des armatures transversales .....	127
7.3 Justification des bielles de compression du béton.....	128
8 Calcul justificatif réglementaire en sections particulières .....	128
8.1 Zone d'appui .....	128
8.2 Justification relative a l'introduction des forces de précontraintes.....	132

---

# Sommaire

---

9. Schéma de ferrailage : .....	134
---------------------------------	-----

## Chapitre 09 : étude de la dalle et d'entretoise

1 Introduction .....	135
2 Etude de la flexion transversale.....	135
3 Etude de la flexion longitudinal .....	135
4 Valeurs extrême des moments .....	136
4.1 ELU .....	136
4.2 ELS .....	136
4.3 Moment transversal .....	137
4.4 Moment longitudinal .....	137
5 Ferrailage sous la flexion transversal .....	137
5.1 Sur appui.....	137
5.2 En travée.....	139
5.3 Condition de non fragilité.....	138
5.4 Section des armatures.....	138
6 Ferrailage sous la flexion longitudinal .....	139
6.1 Sur appui.....	139
ELS.....	139
6.2 En travée.....	139
6.3 Condition de non fragilité.....	140
6.4 Section des armatures.....	140
7 Schéma de ferrailage de la dalle .....	141
8 Étude de l'entretoise d'about.....	142
8.1 Dimensions de l'entretoise .....	142

---

# Sommaire

---

8.2 Calcul de l'entretoise.....	142
8.3 Ferrailage de l'entretoise.....	147
8.4 Les armatures transversales .....	149
8.5 Pourcentage minimal .....	150
8.6 Les armatures de peau .....	150
8.7 Schéma de ferrailage .....	151

## **Chapitre 10 : calculs des déformations**

1 Introduction.....	152
2 Déformation de la poutre.....	152
2.1 Flèche due au poids propre.....	152
2.2 Flèche due à la surcharge .....	152
2.3 Contre flèche de la précontrainte.....	153
2.4 Flèche de constriction.....	155
2.5 Flèche total .....	155
3 Calcul des rotations .....	155
3.1 Sous le poids propre .....	155
3.2 Sous les surcharges .....	155
3.3 Sous la précontrainte .....	156
3.4 Rotation résultante.....	156
4 Calcul des déplacements d'appuis.....	156
4.1 Déplacements due à la rotation.....	156
4.2 Déplacements due au retrait .....	156
4.3 Déplacements due au fluage.....	157
4.4 Déplacement du a la variation de la température .....	157

---

# Sommaire

---

4.5 Déplacement total.....	157
----------------------------	-----

## **Chapitre 11 : équipements de pont**

1 Introduction .....	158
2 Les appareils d'appui .....	158
2.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté .....	158
2.2 Dimensions des appareils d'appui .....	159
2.2.1 Aire de l'appareil d'appui .....	159
2.2.2 Evaluation des efforts horizontaux .....	160
2.2.3 Vérification des appareils d'appui .....	161
2.3 Les dés d'appuis .....	164
2.3.1 Fonctions des dés d'appuis .....	164
2.3.2 Dimensionnement des dés d'appui .....	164
2.4 Ferrailage de dé d'appui .....	165
3 Les joints de chaussée .....	166
3.1 Les différents types de joint .....	166
4 Evacuation des eaux .....	167

## **Chapitre 12 : étude de la pile**

1 Introduction .....	168
2 Pré dimensionnement de la pile .....	168
2.1 Le fut .....	168
2.2 La semelle.....	168
2.3 Les pieux .....	168
3 Calcul de la pile .....	168

---

# Sommaire

---

3.1 Répartition des charges et surcharges .....	170
4 Etude du chevêtre .....	176
4.1 Calcul des sollicitations .....	176
4.2 Calcul de ferrailage .....	178
4.3 Etude de la torsion du chevêtre .....	180
5 Etude du fut .....	182
5.1 Calcul des sollicitations .....	183
5.2 Calcul des combinaisons .....	186
5.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut .....	188
5.4 Calcul de ferrailage .....	188
6 Etude de semelle .....	190
6.1 Calcul des charges .....	190
Vérification des contraintes .....	192
7. Ferrailage de la semelle.....	193
Conclusion.....	197

## **Chapitre 13 : étude de la culée**

1 Introduction .....	198
2 Choix de la morphologie .....	198
3 Dimensionnement des éléments de la culée .....	198
3.1 Le sommier d'appui .....	199
3.2 Le mur garde grève .....	199
3.3 Le corbeau .....	199
3.4 Le mur frontal (mur antérieur) .....	200

---

# Sommaire

---

3.5 Le mur en retour .....	200
3.6 La dalle de transition .....	200
3.7 Détail de culée .....	200
3.8 La fondation .....	201
4 Vérification de la stabilité de la culée .....	201
4.1 Calcul des sollicitations .....	203
4.1.1 Poussée dues aux terres et surcharge .....	205
4.1.2 Calcul des efforts dus au tablier .....	206
4.2 Vérification de la stabilité .....	206
4.3 Etapes d'exécution de la culée .....	207
5 Ferrailage de la culée .....	208
5.1 Mur garde grève .....	208
5.2 Dalle de transition .....	211
5.3 Ferrailage de la dalle de transition .....	214
5.4 Le corbeau .....	216
5.4.1 Les réactions .....	216
5.5 Mur en retour .....	219
5.5.4 Evaluation des efforts .....	222
5.6 Mur frontal .....	229
5.7 Etude de ferrailage de la semelle sous culée .....	236
6 ferrailage de la semelle sous la culée .....	242
Conclusion général .....	243

---

# Liste des tableaux

---

## I- La partie ouvrage

### Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

**Tableau 1:** sondages carotté et pressiométrique ..... 6

**Tableau 2:** Essais *pressiométrique* ..... 7

### Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

**Tableau 1:** : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule ..... 19

**Tableau 2:** Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdi.....20

**Tableau 3:** Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis ..... 21

**Tableau 4:** Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis ..... 22

**Tableau 5:** Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis ..... 23

**Tableau 6:** Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis..24

**Tableau 7:** Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul ..... 24

**Tableau 8:** : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis..... 25

### Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

**Tableau 1:** poids revenant à chaque poutre ..... 30

**Tableau 2:** Classe du pont ..... 31

**Tableau 3:** valeurs de Coefficient de dégressivité transversale ..... 31

**Tableau 4:** valeurs de coefficient bc ..... 32

**Tableau 5:** charges de système Bt par essieu ..... 33

**Tableau 6:** charges de système Bt par essieu ..... 34

**Tableau 7:** Effort de freinage ..... 36

---

# Liste des tableaux

---

## Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts

<b>Tableau 1:</b> les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.....	37
<b>Tableau 2:</b> Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes.....	37
<b>Tableau 3:</b> les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape....	38
<b>Tableau 4:</b> les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir, corniche et garde- corps pour chaque poutre .....	38
<b>Tableau 5:</b> éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre .....	38
<b>Tableau 6:</b> Récapitulatif des moments fléchissant à $x=0,5L$ .....	42
<b>Tableau 7:</b> Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges ( $X=0,25L$ ) .....	45
<b>Tableau 8:</b> Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,00L$ .....	47
<b>Tableau 9:</b> Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $x=0,25L$ .....	48

## Chapitre 06 : répartition transversale des efforts

<b>Tableau 1:</b> valeurs de $k_0$ pour $\Theta=0.65$ .....	53
<b>Tableau 2:</b> valeurs de $k_0$ pour $\Theta=0.70$ .....	53
<b>Tableau 3:</b> valeurs de $k_0$ pour $\Theta=0.68$ .....	54
<b>Tableau 4:</b> valeurs de $k_1$ pour $\Theta=0.65$ .....	54
<b>Tableau 5:</b> valeurs de $k_1$ pour $\Theta=0.70$ .....	54
<b>Tableau 6:</b> valeurs de $k_1$ pour $\Theta=0.68$ .....	55
<b>Tableau 7:</b> valeurs de $k_\alpha$ pour $\Theta=0.68$ .....	55
<b>Tableau 8:</b> récapitulatif de $k_\alpha$ des poutres.....	57
<b>Tableau 9:</b> récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ( $X=0,5L$ ). .....	58

---

# Liste des tableaux

---

<b>Tableau 10:</b> récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ( $X=0,25L$ ) .....	58
<b>Tableau 11:</b> La poutre la plus sollicitée .....	58
<b>Chapitre 07 : modélisation du tablier</b>	
<b>Tableau 1:</b> Charges permanentes .....	64
<b>Tableau 2:</b> Les combinaisons d'action .....	69
<b>Tableau 3:</b> les valeurs extrêmes du moment .....	69
<b>Tableau 4:</b> comparaison entre les moments .....	69
<b>Chapitre 08 : étude de la précontrainte</b>	
<b>Tableau 1:</b> Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée .....	71
<b>Tableau 2:</b> : Les caractéristique géométrique de la section intermédiaire homogène sans hourdis.....	77
<b>Tableau 3:</b> Les caractéristique géométrique de la section intermédiaire homogène avec hourdis.....	78
<b>Tableau 4:</b> Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis ....	79
<b>Tableau 5:</b> Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis....	80
<b>Tableau 6</b> Les pertes instantanées à $X=0,5L$ .....	84
<b>Tableau 7:</b> des pertes différées à $X=0,5L$ .....	89
<b>Tableau 8:</b> Les pertes totales à $X=0,5L$ .....	90
<b>Tableau 9:</b> Les pertes instantanées totales à $x=0,00L$ .....	91
<b>Tableau 10:</b> Les pertes différées totales à $X=0,00L$ .....	96
<b>Tableau 11:</b> Les pertes totales à $X=0,00L$ .....	96
<b>Tableau 12:</b> Les pertes instantanées totales à $X=0,25L$ .....	98
<b>Tableau 13:</b> Les pertes différées à $x=0,25L$ .....	103
<b>Tableau 14:</b> Les pertes totales à $x=0,25L$ .....	103

---

# Liste des tableaux

---

<b>Tableau 15:</b> Les pertes totales dans les différentes sections .....	104
<b>Chapitre 10 : calculs des déformations</b>	
<b>Tableau 1:</b> calcul de moment sous la précontrainte .....	154
<b>Chapitre 12 : étude de la pile</b>	
<b>Tableau 1:</b> moment longitudinal pour une seule travée chargée .....	173
<b>Tableau 2:</b> moment longitudinal pour deux travées chargées .....	174
<b>Tableau 3:</b> Réaction dues aux surcharges .....	184
<b>Tableau 4:</b> Moment pour deux travées chargées .....	185
<b>Tableau 5:</b> Moment crée par freinage .....	185
<b>Tableau 6:</b> combinaison 01 et 02 .....	186
<b>Tableau 7:</b> combinaison 04 .....	187
<b>Tableau 8:</b> charge permanente sur semelle .....	191
<b>Tableau 9:</b> moment due au freinage .....	191
<b>Chapitre 13 : étude de de la culée</b>	
<b>Tableau 1:</b> coefficient de poussée.....	202
<b>Tableau 2:</b> calcul des sollicitations .....	204
<b>Tableau 3:</b> poussée des terres et surcharges.....	205
<b>Tableau 4:</b> charge et surcharge.....	206
<b>Tableau 5:</b> culée vide .....	207
<b>Tableau 5 :</b> culée vide +tablier.....	207
<b>Tableau 7:</b> culée vide + tablier + remblais.....	207
<b>Tableau 8:</b> culée vide + tablier + remblais + surcharge .....	208
<b>Tableau 9:</b> les efforts sur le mur.....	220
<b>Tableau 10:</b> évaluation des efforts .....	223
<b>Tableau 11 sollicitations</b> sur le mur.....	229

---

# Liste des tableaux

---

<b>Tableau 12:</b> Les sollicitations dues aux terres et la surcharge .....	230
<b>Tableau 13:</b> Les sollicitations dues au tablier .....	230
<b>Tableau 14:</b> R+F+T .....	231
<b>Tableau 15:</b> Les charges permanentes.....	231
<b>Tableau 16:</b> Les surcharges.....	231
<b>Tableau 17:</b> R+F+T .....	232
<b>Tableau 18:</b> condition normal .....	232
<b>Tableau 19:</b> condition sismique .....	232
<b>Tableau 20:</b> sollicitations sur la semelle .....	237
<b>Tableau 21:</b> charges permanente.....	238
<b>Tableau 22:</b> charge et surcharge.....	238
<b>Tableau 23:</b> sollicitations sur la semelle .....	239
<b>Tableau 24:</b> charges permanente .....	239
<b>Tableau 25:</b> les surcharges.....	239
<b>Tableau 26:</b> R+F+T.....	239
<b>Tableau 27:</b> Condition normal.....	240
<b>Tableau 28:</b> Condition sismique.....	240

---

# Liste des figures

---

## I- La partie ouvrage

### Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

Figure 1: position de l'ouvrage .....	3
Figure 2 : Tracé en plan .....	5
Figure 3: topographie de zone .....	7
Figure 4: carte de zonage sismique territoire national.....	8

### Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux

Figure 1: diagramme contrainte déformation.....	10
Figure 2: diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA .....	11
Figure 3: diagramme contrainte déformation des aciers actif .....	13

### Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

Figure 1: élément de poutre.....	14
Figure 2: géométrie de la dalle .....	16
Figure 3: Coupe transversale du pont.....	18
Figure 4: Poutre seule (intermédiaire et rive) .....	18
Figure 5: poutre intermédiaire section médiane avec hourdis. ....	19
Figure 6: poutre de rive section médiane avec hourdis.....	20
Figure 7: Poutre seule section d'about (intermédiaire et rive). ....	21
Figure 8:Poutre intermédiaire section d'about avec hourdis.....	22
Figure 9: Poutre de rive section d'about avec hourdis.....	23

### Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

Figure 1: coupe transversale droite de la dalle .....	26
Figure 2: vue latérale de la poutre en béton précontrainte .....	27
Figure 3: détail entretoise .....	27

---

# Liste des figures

---

**Figure 4:** détail des corniches, longrines et barrières ..... 29

## **Chapitre 07 : modélisation du tablier**

**Figure 1:** Choix du mode..... 62

**Figure 2:** Section d'about ..... 62

**Figure 3:** section médiane..... 62

**Figure 4 :** Position des poutres..... 63

**Figure 5:** choix de la dalle ..... 63

**Figure 6:** les charge permanentes ..... 64

**Figure.7 :** Surcharge sur trottoirs.....64

**Figure 8:** système de charge Bc..... 66

**Figure 9:** système de charge Bt ..... 67

**Figure 10:** système militaire Mc120..... 68

## **Chapitre 08 : étude de la précontrainte**

**Figure 1:** précontrainte par pré-tension ..... 70

**Figure 2:** précontrainte par pos-tension..... 71

**Figure 3:** *Disposition des torons (section d'about)* ..... 75

**Figure 4:** *Disposition des torons (section médiane)*..... 76

**Figure 5:** Courbe d'interaction effort normale - moment fléchissant..... 115

**Figure 6:** Diagramme de la contrainte à L'ELU ..... 116

**Figure 7:** Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée ..... 117

**Figure 8:** Rupture du coin inférieur. .... 131

**Figure 9 :** Zones de ruptures..... 132

**Figure 10 :** Schéma de ferrailage de la poutre. .... 134

---

# Liste des figures

---

## Chapitre 09 : étude de la dalle et d'entretoise

Figure 1: Cartographie du moment transversale .....	135
Figure 2: cartographie du moment longitudinale .....	135
Figure 3: <i>Plan de ferrailage</i> .....	141
Figure 4: détail entretoise.....	142
Figure 5: diagramme de moment fléchissant .....	144
Figure 6: diagramme de l'effort tranchant .....	145
Figure 7: diagramme de moment fléchissant .....	146
Figure 8: diagramme de l'effort tranchant .....	146
Figure 9: schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP) .....	151

## Chapitre 10 : calculs des déformations

Figure 1: Diagramme moments sous la précontrainte .....	153
Figure 2: Diagramme des moments sous la précontrainte.....	154

## Chapitre 11 : équipements de pont

Figure 1: Appareil d'appuis.....	159
Figure 2: Dimensionnement de l'appareil d'appuis .....	164
Figure 3: Dimensionnement de l'appareil d'appuis .....	165
Figure 4: Schéma de ferrailage.....	166
Figure 5: joint de chaussée .....	167
Figure 6: plan de drainage.....	167

## Chapitre 12 : étude de la pile

Figure 1: Coupe transversale.....	169
Figure 2: Coupe longitudinale.....	169
Figure 3: vue en plan .....	170
Figure 4: Charge appliquée à la semelle .....	176

---

# Liste des figures

---

<b>Figure 5:</b> combinaison des charges concentrées.....	177
<b>Figure 6:</b> sollicitation sur chevêtre .....	177
<b>Figure 7:</b> efforts sur chevêtre .....	178
<b>Figure 8:</b> Coupe transversale du chevêtre .....	181
<b>Figure 9:</b> Schéma de ferrailage de chevêtre .....	182
<b>Figure 10:</b> Charges appliquées au fut.....	183
<b>Figure 11:</b> Effet de flambement.....	188
<b>Figure 12:</b> Schéma de ferrailage du mur .....	190
<b>Figure 13:</b> Schéma de ferrailage de la semelle sous pile .....	197
 <b>Chapitre 13 : étude de la culée</b>	
<b>Figure 1:</b> morphologie de la culée.....	200
<b>Figure 2:</b> culée –coupe B- .....	201
<b>Figure 3:</b> CDG des éléments de la culée .....	203
<b>Figure 4:</b> Schéma de ferrailage de mur garde grève.....	211
<b>Figure 5:</b> Schéma de ferrailage de dalle de transition .....	215
<b>Figure 6:</b> Schéma de Ferrailage du corbeau .....	217
<b>Figure 7:</b> Dimensions de mur en retour.....	218
<b>Figure 8:</b> plan d'encastrement.....	220
<b>Figure 9:</b> Schéma de Ferrailage du mur en retour.....	227
<b>Figure 10:</b> Schéma de Ferrailage du mur frontal.....	235
<b>Figure 11:</b> semelle -vue en plan- .....	235
<b>Figure 12:</b> schéma de ferrailage de la semelle .....	242

---

## **Introduction générale**

Le développement économique en Algérie durant ces dernières années, influe d'une façon directe sur le domaine de travaux publiques ainsi que les réseaux routiers, notamment la construction des ouvrages d'arts (ponts, viaduc...).

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation (routière, ferroviaire, etc.).

Parfois on est obligé d'implanter les ouvrages dans des sites ayant des sols compressibles, et on doit les traiter par plusieurs techniques, permet ces techniques ; renforcement du sol par les inclusions rigides, les colonnes ballastées, ...etc.).

Le travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude a pour objectif de faire une étude de passage supérieur (**pk 68+712,5**) qui fait partie de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Eulma.

L'étude est effectuée en commençant par le choix du type d'ouvrage à réaliser en fonction des différentes données fonctionnelles et naturelles existantes. Puis, le calcul de la descente des charges et la justification des différents éléments de l'ouvrage (poutres, dalle, appuis...etc), l'étude est faite par un calcul manuel puis par une modélisation par le logiciel en élément finis ROBOT.

## 1 Introduction :

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

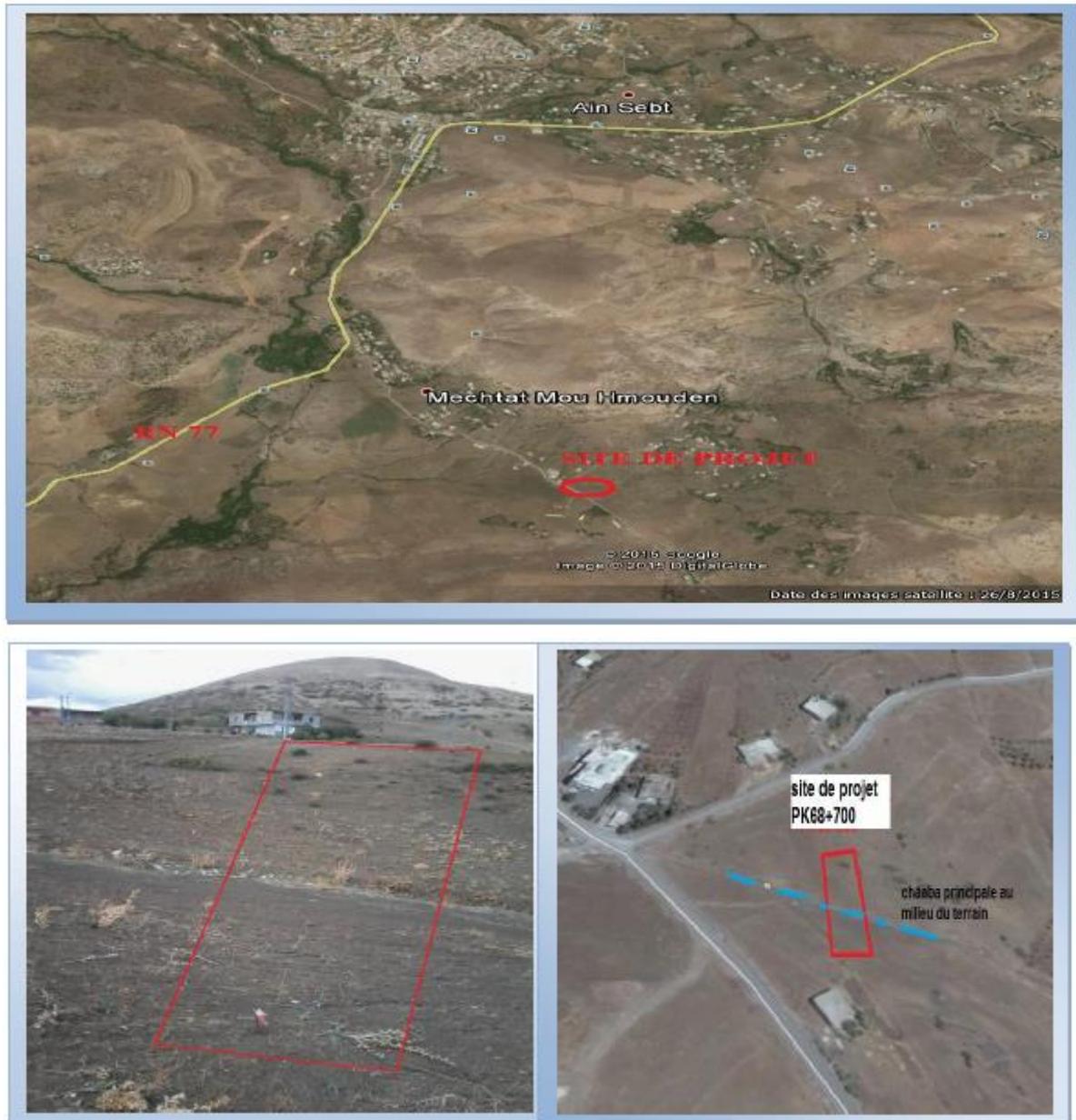
Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

Suite à la convention établie avec l'entreprise SAPTA de Jijel , le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction EST (LHCE) Unité de Béjaia a procédé à la réalisation d'une investigation géotechnique in situ et au laboratoire concernant le terrain devant servir d'assise à la construction d'un Ouvrage d'art (PS) du PK 68+700 situé à Ain Sebt ,Wilaya de Setif. L'objet de ce rapport est de présenter les résultats de différentes investigations et proposer les recommandations qui en découlent uniquement pour les fondations des ouvrages. Ce document comporte une partie réservée au contexte géologique régional : géologie, et réseau hydrographique et l'autre partie concerne l'intervention du LHCE in situ et au laboratoire avec toutes les interprétations tout en procédant à la vérification de la stabilité des ouvrages vis-à-vis de la rupture et des tassements.

## 2 Présentation de l'ouvrage :

### 2.1 Position de l'ouvrage :

L'assiette du terrain est située à la sortie Est de la ville de bouakeur. Le site présente un relief plus ou moins accidenté. C'est l'une des caractéristiques de la région Lors de notre déplacement sur site, on a constaté une châaba principale au milieu du terrain sur longeant ce dernier



*Figure.1: Position de l'ouvrage*

## 2.2 Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un pont biais, à deux (2) travées isostatiques de (26 m) de portée de chacune, il est composé de :

### 2.2.1 La superstructure :

Dont les éléments constitutifs sont : Le platelage et la poutraison.

#### A- Le platelage :

Formé d'un hourdis en béton armé de (20 cm) d'épaisseur coulé sur place avec un dévers transversal de (2.5%), recouvert d'une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur

(revêtement de 7 cm et étanchéité de 1 cm), il supporte une chaussée de deux voies de circulation de (3m) de largeur pour chacune.

La chaussée comporte de deux corniches de part et d'autre préfabriquées et surmontées par des gardes corps.

#### **B- La poutraison :**

Elle constitue le support du platelage, se compose de 9 poutres préfabriquées en béton précontraint, de (1.04 m) d'entre axe et (1,30 m) de hauteur et entretoise d'about en béton armé.

#### **2.2.2 L'infrastructure :**

Notre infrastructure est supportée par deux culées et une pile centrale.

#### **A- La culée :**

C'est un massif d'appui à chaque extrémité du pont, elle assure ainsi d'une part d'appui d'extrémité du tablier, et d'autre part la liaison pont-terre fermée.

#### **B- La pile :**

Les piles du PS sont constituées par un mur plein en béton armé avec un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

#### **C- Les fondations :**

Le type de fondation est choisi en fonction du sol du site.

D'après les deux sondages carottés et quatre sondages pressiométrique effectués sur le site, le système proposé est du type semelle est des fondations superficielles.

### **3 Données fonctionnelles et naturelles**

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences qui sont de deux types : fonctionnelles et naturelles.

### 3.1 Données fonctionnelles

#### 3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit Profil en long :

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

Pour notre ouvrage, il présente des différentes pentes pour chaque travée.

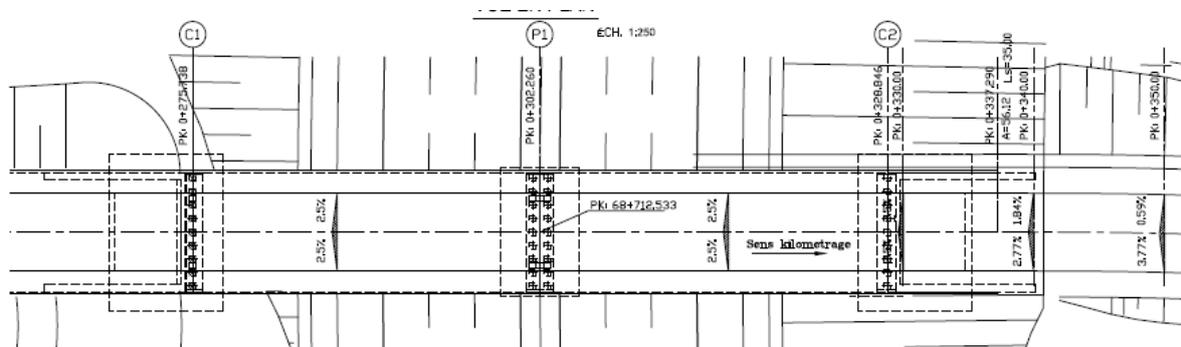


Figure.2 : Tracé en plan

#### 3.1.2 Profil en travers :

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par ses caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable :  $L_r = 6 \text{ m}$ .
- Nombre de voies de circulation : deux voies de 3 m
- Devers en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux.
- Nombre de poutres : 9 poutres avec un entraxe  $\lambda = 1.04 \text{ m}$ .
- Deux corniches et deux barrières H2 (type A) encrés dans une longrine.

### 3.2 Données naturelles

#### 3.2.1 . Données géotechniques

Pour déterminer la portance du sol de fondation, plusieurs études géotechniques ont été réalisées : forages d'identification géologique, sondage, essais physiques et mécaniques sur des échantillons au laboratoire...etc.

#### A- Les sondages :

Deux sondages carottés ont été réalisés à l'aide de deux sondeuses APAGEO et ABYS 75, type de sondage : rotationnel. La profondeur atteinte par le sondage est de 20 m

Sondage	Coordonnées	
	x	y
Sc01	51679.91	156775.75
Sc02	51653.16	156731.49

*Tableau. 1: Sondages carotté et pressiométrique*

Les résultats sont présentés sous forme de coupes appelées coupes lithologiques où on donne la nature géologique des sols traversés ainsi que la profondeur correspondante. Le sondage carotté a recoupé de haut en bas les horizons géologiques suivants ; les profondeurs sont indiquées en mètre :

### **Sondage SC01**

0.00- 0.50 m : terre végétale

0.50 - 4.20 m : marnes schisteuses friables de couleur grisâtre à noirâtre

4.20 - 20.0 m : marnes schisteuses moyennement indurée de couleur grisâtre à noirâtre avec l'intercalation de marne schisteuses friable de 6 à 8 m

### **Sondage SC02**

0.00- 0.80 m : argile brunâtre avec des débris rocheux

0.80 - 8.00 m : marnes schisteuses friable de couleur grisâtre a brunâtre

8.00 - 20.0 m : marnes schisteuses moyennement indurée de couleur grisâtre à noirâtre, trace des filonnets blanchâtres. Les logs de sondages sont joints en annexe de ce rapport.

### **B- .Essais pressiométriques:**

L'essai pressiométrique est essentiellement un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse de chacun des diagrammes effort-déformation obtenu à chaque profondeur donnée permet de déterminer les caractéristiques du sol et d'effectuer les calculs de fondation.

Sur site, il a été réalisé un (01) forage pressiométrique. La profondeur atteinte est de 20m. Les valeurs des modules de déformation (E), des pressions limites (  $l$  ), des pressions

de fluage( $Pf$ ) et le rapport de  $E/Pl$  sont regroupés dans le tableau ci-après (énumérés respectivement par rapport à chaque essai) :

Profondeur(m)	$E_M$ (bars)	$P_L$ (bars)	$E_M / P_L$
2	283,83	12,62	22,49
4	478,12	19,99	23,92
6	440,22	31,01	14,20
8	990,08	24,08	41,12
10	787,71	25,11	31,37
12	1113,12	25,29	44,01
14	1040,98	25,53	40,77
16	987,46	25,50	38,72
18	1848,95	25,54	72,39
20	1572,81	25,67	61,27

**Tableau.2. Résultats des essais pressiométrique PR01 (x=51666.45 / y=156753.69)**

### 3.2.2 Données topographiques

Le passage supérieur en objet est situé dans un secteur avec une topographie montagneuse, Caractérisée par des versants de moyennement à très inclinés, avec pentes environ de 20-30°.

Dans ce secteur sont présents des phénomènes d'érosion accélérée et des glissements.



*Figure .3 :Topographie de zone*

### 3.2.3 Données sismologiques

D'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de Jijel est appartenue à la « zone II-a » de moyenne sismicité

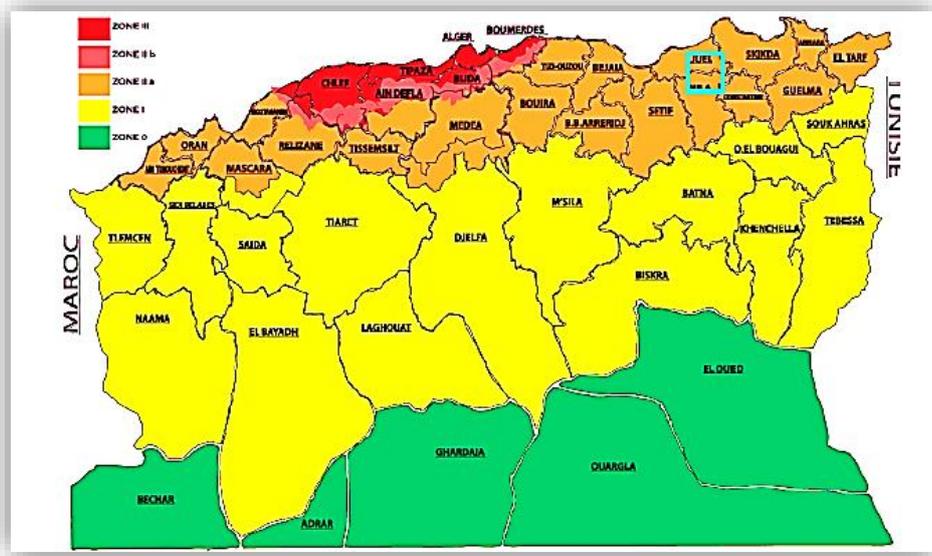


Figure. 4 : Carte de zonage sismique territoire national

#### 4 Choix du type de pont

L'objectif est de déterminer le type de l'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible aux conditions imposées, il faut connaître toutes les conditions à respecter et les types d'ouvrage correspondant.

Pour notre cas deux variantes peuvent être envisagées :

1. Pont à poutres en béton précontraint
2. Pont mixte (béton + acier) ou métallique

Les ponts métalliques et mixtes sont à éviter vu le risque de corrosion ce qui nécessite un entretien périodique coûteux. La variante qui présente plus d'avantages et la variante en béton précontraint vu sa légèreté, rapidité d'exécution et économique.

Le type d'ouvrage qui sera retenu donc est un pont à poutres précontraintes par prétension à 02 travées identiques.

## 1 Introduction :

Dans ce chapitre on reporte les principales indications des matériaux structuraux utilisés pour la réalisation de l'ouvrage, toutes les spécifications techniques ont été faites conformément aux règlements B.A.E.L91 pour le béton armé et le B.P.E.L91 pour le béton précontraint.

## 2 Le béton :

### 2.1 Résistance à la compression

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression a' 28 jours d'âge, D'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de  $f_{cj}$  dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre projet on a :

- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$  Pour le béton de poutres préfabriquées du tablier.
- $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  Pour le béton des dalles et entretoises coulés en œuvre du tablier.
- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$  Pour le béton de la pile, la culée et les semelles

### 2.2 Résistance caractéristique à la traction

Notée  $f_{t28}$ , st conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}.$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 MPA.

- $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

### 2.3 Contrainte admissible de compression du béton

$$\text{L'ELU : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}.$$

$\gamma_b = 1,5$  En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  En situations accidentelles.

Le coefficient  $\theta$  est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0,85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

D'où :

- $f_{bu} = 19.83\text{Mpa}$ . En situations durables ou transitoires pour  $f_{c28} = 35\text{ Mpa}$ .
- $f_{bu} = 25.87\text{Mpa}$ . En situations accidentelles pour  $f_{c28} = 35\text{ Mpa}$ .
- $f_{bu} = 17\text{Mpa}$ . En situations durables ou transitoires pour  $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$ .
- $f_{bu} = 22.17\text{Mpa}$ . En situations accidentelles pour  $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$ .
- $f_{bu} = 15.3\text{Mpa}$ . En situations durables ou transitoires pour  $f_{c28} = 27\text{ Mpa}$ .
- $f_{bu} = 19.95\text{Mpa}$ . En situations accidentelles pour  $f_{c28} = 27\text{ Mpa}$ .

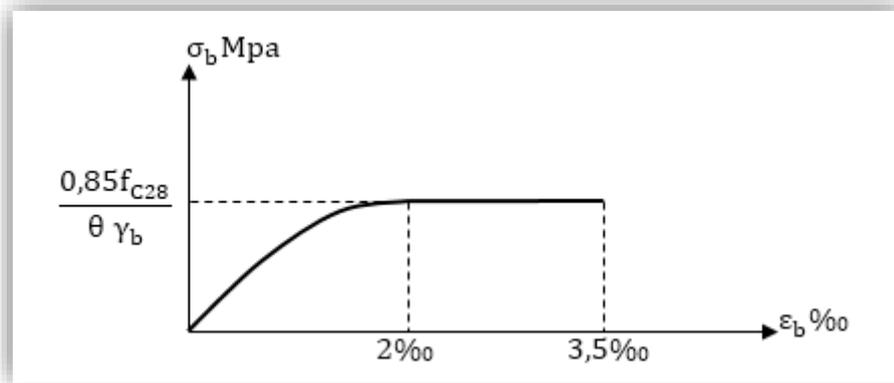


Figure 1: diagramme contrainte déformation

## L'ELS

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28}.$$

### 2.4 Module de déformation différée du béton

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est obtenu par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ (Mpa)}$$

Le module de déformation différé  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ (Mpa)}.$$

## 2.5 Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .

Avec :  $\nu$  = coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$  Pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu = 0$  Pour un béton fissuré (ELU).

## 3 L'acier

### 3.1 Aciers de béton armé

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe *FeE400* ou *FeE500*. Ils sont caractérisés par :

#### 3.1.1 Limite d'élasticité

Elle est notée *feE50*. Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe *FeE50* dont la limite élastique égale à **500 Mpa**.

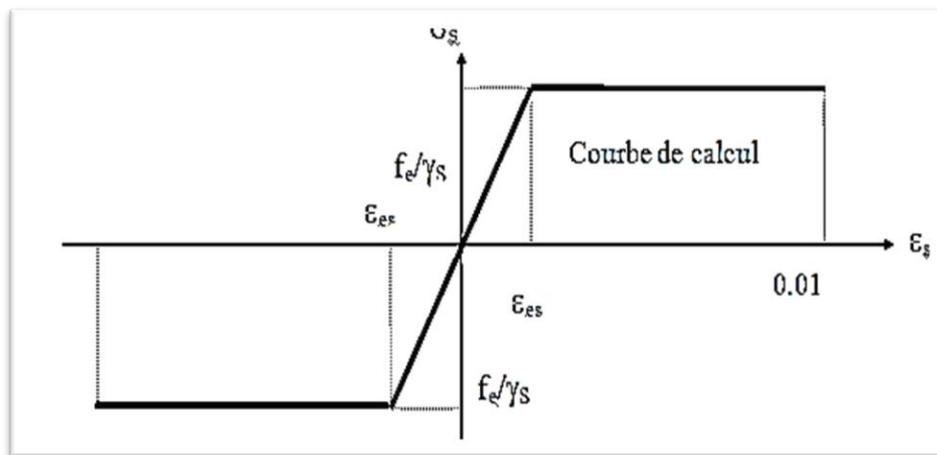


Figure 2: diagramme déformation-contraainte de l'acier de BA

#### 3.1.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

#### 3.1.3 Contrainte limite de traction

**E.L.U**

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

- $\gamma_s = 1$  En situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$  En situation durable ou transitoire

### E.L.S

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$ .
- En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ .
- En fissuration très préjudiciable  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ .

Avec :

- $\eta = 1$  Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$  Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

## 3.2 Acier de béton précontraint

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE50*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

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

- $f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- $f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

### 3.2.1 La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

### 3.2.2 Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "**E<sub>P</sub>**" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000\text{ Mpa}$  Pour les barres.

$E_p = 195\,000\text{ Mpa}$  Pour les torons.

### 3.2.3 Diagramme contraintes-déformation

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité  $E_p$  de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte  $1,06f_{peg}$  et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9f_{peg}.$$

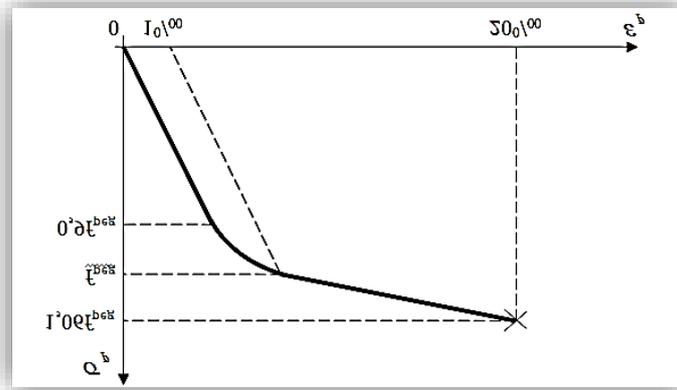


Figure 3: diagramme contrainte déformation des aciers actifs

#### ❖ Pour notre projet

Les aciers actifs utilisés dans ce projet sont les torons **7T15** avec les caractéristiques suivantes :

- Câble de type FREYSSINET.
- Toron T12,4 les torons de classe 1860 -TBR.
- La section du câble :  $A_p = 93\text{ mm}^2$
- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860\text{ MPa}$
- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1643\text{ MPa}$
- Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2.10^{-3}\text{ m}^{-1}$
- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,2\text{ rad}^{-1}$
- Recul d'ancrage :  $g = 1\text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures :  $\rho = 2.5\%$
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000\text{ MPa}$

## 1 Introduction :

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (corniche, dispositif de retenue...).

Dans ce chapitre, on s'intéresse au tablier dont les poutres sont en béton précontraint et au dimensionnement de ses éléments.

## 2 Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

### 2.1 Pré-dimensionnement de la poutre :

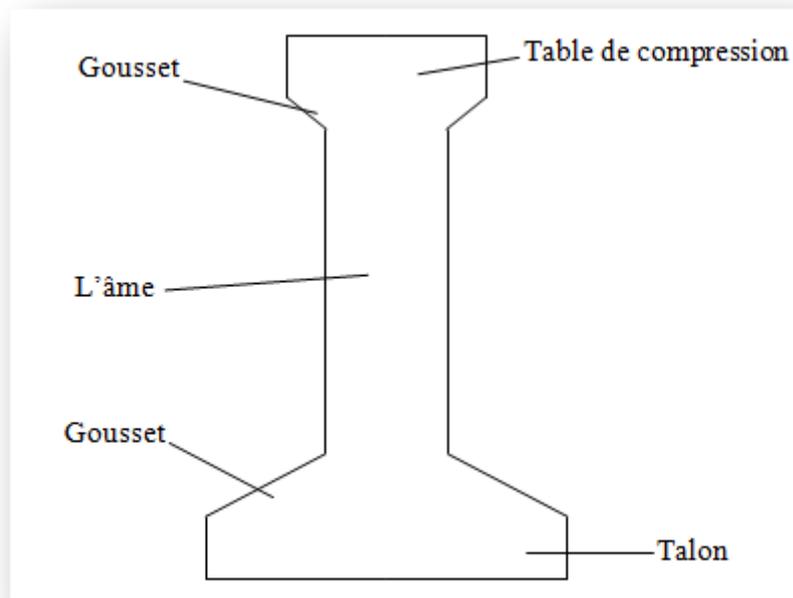


Figure.1 : Coupe transversale d'une poutre.

#### a) L'espacement entre axes des poutres : ( $\lambda$ )

L'espacement entre axes des poutres est compris entre 0,9 et 1,5m. ( $0,9 \leq \lambda \leq 1,5m.$ )

Donc nous allons fixer l'espacement  $\lambda = 1,04m$

#### b) Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :  $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

$L_a$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$La = 8,32m.$$

$$N = \frac{8,32}{1,04} + 1 = 9 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{9 \text{ poutres}}$$

### c) Hauteur des poutres :

L'épaisseur du tablier est donnée par un élancement qui est compris entre : 1/20 et 1/22.

Pour une longueur  $L = 27 \text{ m}$  et un élancement économique de 1/22.

On aura :  $(h_t/L) \geq (1/22)$  d'où  $h_t \geq 1,23\text{m}$

$$\frac{27}{22} \leq h_t \leq \frac{27}{18} \text{ donc } 1,23 \leq h_t \leq 1,5$$

On prend :  $H_t = \mathbf{1,50m}$ .

### d) Hauteur des poutres :

- ❖ Pour notre projet,  $H_t$  est pris égale à 1,5m
- ❖ L'épaisseur de la dalle est prise  $e=0,2\text{m}$ .

Donc la hauteur des poutres (**poutre**) = **1,3 m**

## 2.2 La dalle :

### 2.2.1 Définition de la dalle : (l'hourdis):

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de pédale en mortier de fibres ou en béton armé.

### 2.2.2 Pré dimensionnement de la dalle :

Dans les ponts biais, on définit pour la dalle deux types de dimensions ; qui sont les dimensions droites et les dimensions biaisées. Elles concernent la longueur et la largeur :

#### a) La longueur biaise :

La longueur biaise de la dalle est celle parallèle à l'axe du pont. Elle est égale à la longueur des poutres.

$$L_{bi} = \mathbf{27 \text{ m}}$$

#### b) La longueur droite :

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui :  $L_{dr} = L_{bi} \times \sin 82,7_{gr}$  :

$L_{dr}=26 \text{ m}$

c) **La largeur droite :**

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont, elle est de 9,2 m

$l_{dr} = 9,2 \text{ m}$

d) **La largeur biaise :**

C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui :  $l_{bi} = \frac{l_{dr}}{\sin 82,7 \text{ gr}}$  :

$l_{bi} = 9,55 \text{ m}$

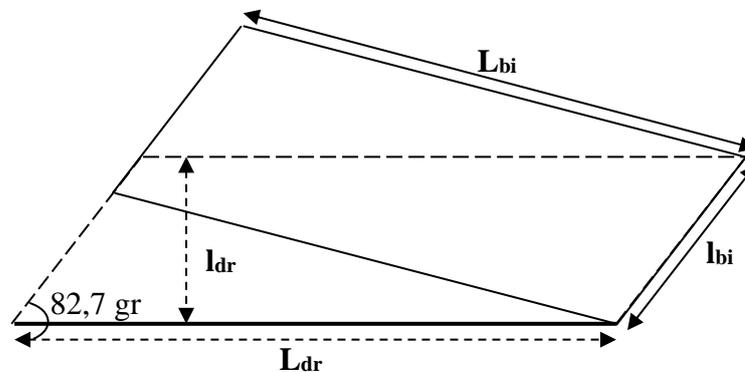


Figure. 2 : Géométrie de la dalle

e) **Épaisseur de la dalle :**

En général, l'hourdi possède 3 vocations :

- Il sert de dalle de couverture;
- Il supporte les surcharges et les transmet aux poutres

Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur  $h_0$  est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante:

$h_0 \geq \frac{m}{15}$  avec  $m$ : l'entraxe des poutres .

$$h_0 \geq \frac{104}{15} = 6,93 \text{ cm, on adopte } h_0 = 20 \text{ cm.}$$

### 2.3 Les entretoises :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement dont le rôle est de relier les poutres, s'opposer au leur déversement en assurant un contreventement transversal et de répartir les charges transversalement.

$$E_{\text{entretoise}} = 0,3 \text{ m}$$

$$H_{\text{entretoise}} = 0,8 \text{ m}$$

### 3. Les caractéristiques de l'ouvrage :

- ❖ La portée : La portée de l'ouvrage : **26m**.
- ❖ Longueur des poutres précontraintes : **27m**.
- ❖ Profil en travers : un devers deux sens de **2,5%**.
- ❖ Les poutres : 9 poutres de 27m de longueur et de 1,3 de hauteur espacées de **1,04m**.
- ❖ La dalle : une largeur droite de **9,2m** et une épaisseur de **20cm**.
- ❖ Les entretoises d'about : **02** entretoises de hauteur de **80cm**.
- ❖ Trottoir avec corniche : une largeur de **1,75m**.
- ❖ Chaussée : de deux voies de 3 m chacune
- ❖ Revêtement : en béton bitumineux de 7cm d'épaisseur et 1cm d'étanchéité

### 4. Caractéristiques géométriques des poutres :

#### 4.1/Notation:

- $I_G$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :  $I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} V'$
- $S_{\Delta}$  : Moment statique par rapport à l'axe ( $\Delta$ ), avec :  $S_{\Delta} = \sum B_i y_i$
- $I_{Gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$  : Pour une section rectangulaire.
- $I_{Gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$  : Pour une section triangulaire.
- $I_{\Delta}$  : moment d'inertie par rapport ( $\Delta$ ) :  $I_{\Delta} = \sum [I_g + B_i y_i'^2]$
- $B$  : La section transversale.
- $v'$  : Distance du centre de gravité a la fibre inférieure :  $v' = \frac{\sum (B_i \times y_i)}{\sum B_i}$
- $v$  : Distance du centre de gravité a la fibre supérieure :  $v = h - v'$
- $\rho$  : Rendement géométrique de la poutre,  $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v_i \cdot v_s}$
- $r$  : Rayon de giration de la section :  $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

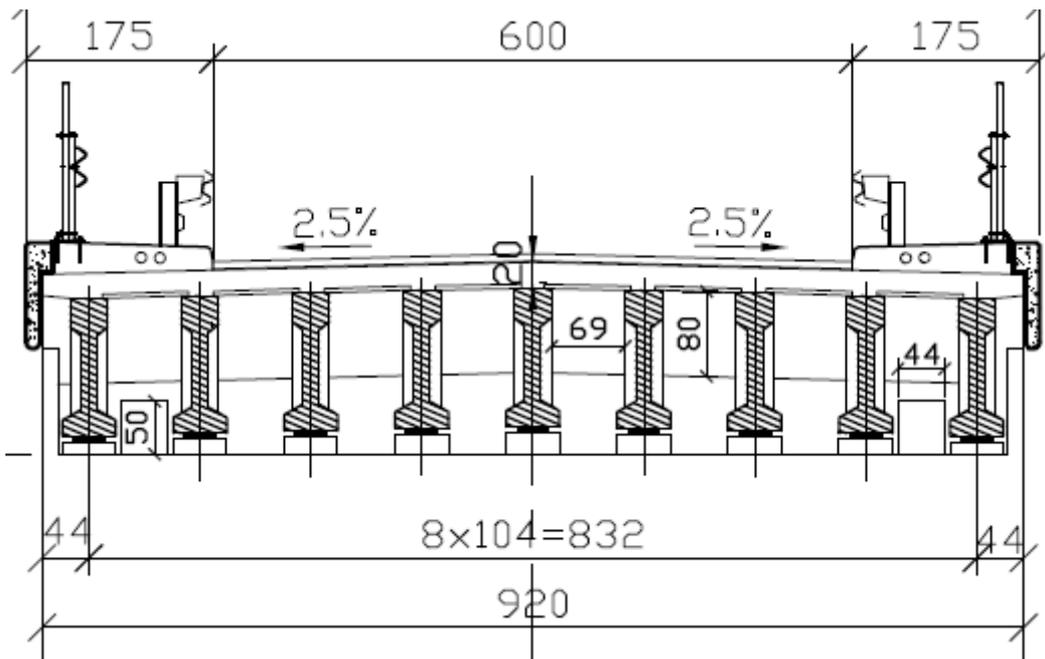


Figure.3 : Coupe transversale du pont.

4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes:

4.2.1 Section médiane:

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive):

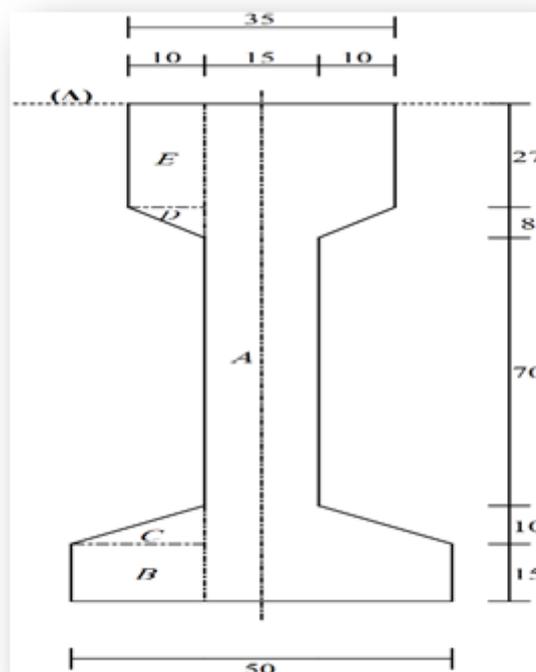


Figure.4 : Poutre seule (intermédiaire et de rive).

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i \cdot y_i^2(\text{cm}^4)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$
A	975	65	63375	5,57	5430,36	1373125	1378555,36
B	262,50	122,50	32156,25	3040,42	798110,15	4921,88	803032,02
C	87,50	111,67	9770,83	1963,08	171769,56	486,11	172255,67
D	40	29,67	1186,67	1420,79	56831,50	142,22	56973,72
E	270	13,50	3645,00	2900,90	783242,89	16402,50	799645,39

$B \times 2(\text{cm})$	$S_{\Delta} = B_i y_i \times 2(\text{cm}^3)$	$I_G \times 2(\text{cm}^4)$
3270	220267,5	6420924,33

$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	$\rho$	$r^2(\text{cm}^2)$
62,64	67,36	46,54%	1963,37

Tableau.1. Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis:

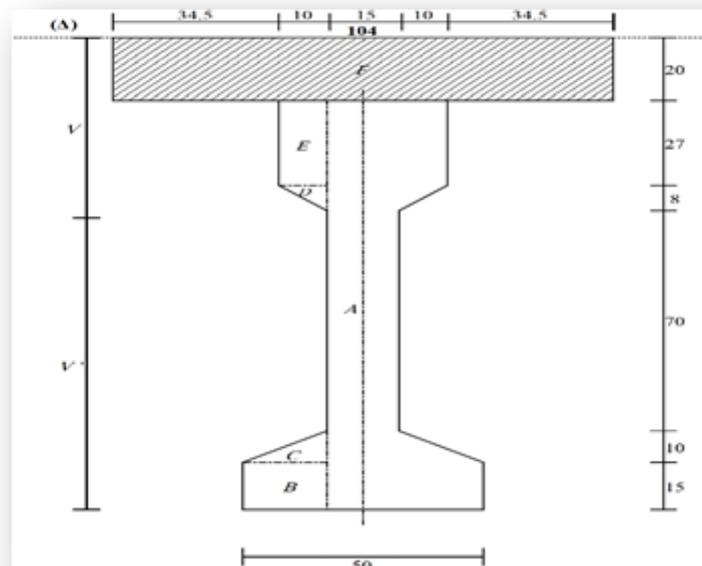


Figure.5 : Poutre intermédiaire section médiane avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i \cdot y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$\Delta I \text{ cm}^4$
A	975	85	82875	767,84	748648,00	1373125	2121773,0
B	262,5	142,5	37406,25	7260,74	1905945,3	4921,88	1910867,2
C	87,50	131,67	11520,83	5531,89	484040,25	486,11	484526,36
D	40,00	49,67	1986,67	58,12	2324,61	142,22	2466,83
E	270,00	33,50	9045,00	565,96	152810,31	16402,5	169212,81
F	1066	10	10400,00	2236,34	2325797,8	34666,6	2360464,5

$B \times 2 \text{ (cm)}$	$S_\Delta = B_i y_i \times 2 \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_G \times 2 \text{ (cm}^4\text{)}$
5350	306467,5	14098621,45

$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$\rho$	$r^2 \text{ (cm}^2\text{)}$
92,68	57,32	49,60 %	2634,769

Tableau.2. Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdi

c) Poutre de rive avec hourdis :

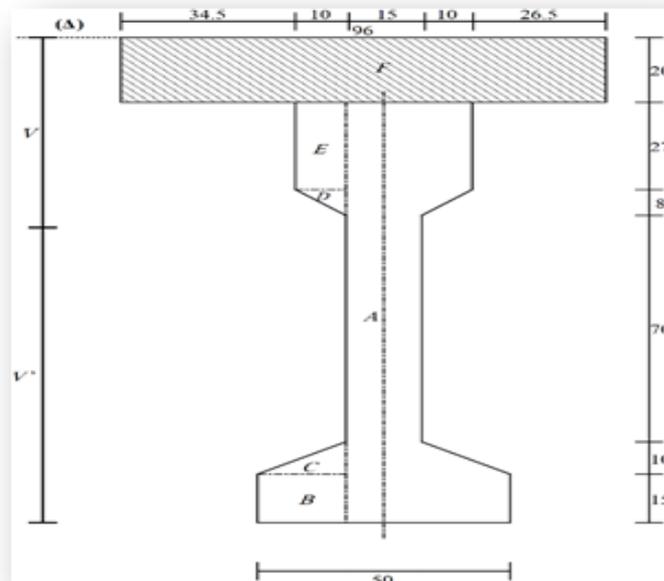


Figure.6: Poutre de rive section médiane avec hourdis.

Section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$v_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$
A	975	85	82875	689,59	672347,91	1373125	2045472,91
B	262,5	142,5	37406,25	7015,74	1841631,12	4921,88	1846553,00
C	87,50	131,67	11520,83	5318,30	465351,14	486,11	465837,25
D	40,00	49,67	1986,67	82,33	3293,02	142,22	3435,24
E	270,00	33,50	9045,00	637,06	172005,55	16402,50	188408,05
F	1920	10	19200,00	2375,59	4561128,19	64000,00	4625128,19

$B \times 2(\text{cm})$	$S_{\Delta} = B_i y_i \times 2(\text{cm}^3)$	$I_G \times 2(\text{cm}^4)$
5190	304867,5	13724541,08

$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	$\rho$	$r^2(\text{cm}^2)$
91,22	58,78	49,32%	2644,107

Tableau.3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

4.2.2. Section d'about:

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive):

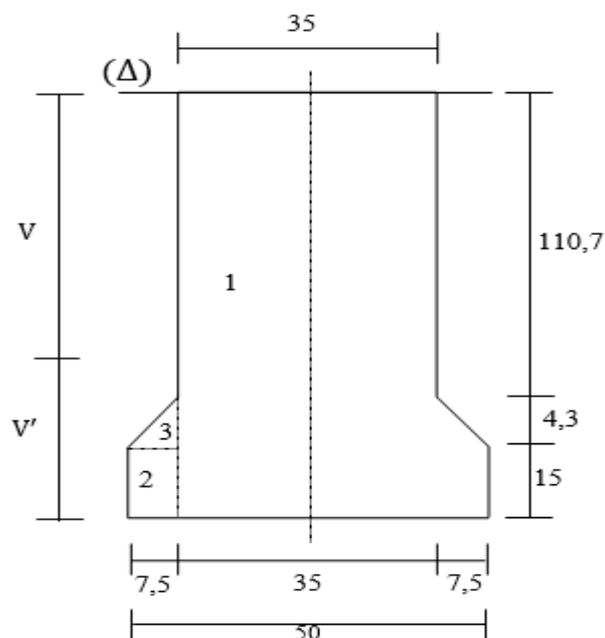


Figure.7 : Poutre seule section d'about (intermédiaire et rive).

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I_\Delta(\text{cm}^4)$
A	2275,00	65,00	147875,00	9,12	20748,91	3203958,33	3224707,24
B	112,50	122,50	13781,25	2968,07	333907,92	2109,38	336017,3
C	16,13	113,57	1831,26	2074,50	33451,29	16,56	33467,86

$B \times 2 (\text{cm})$	$S_\Delta = B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G \times 2 (\text{cm}^4)$
4807,25	326975,03	7188384,79

$V' (\text{cm})$	$V (\text{cm})$	$\rho$	$r^2 (\text{cm}^2)$
62	68	35,27%	1486,874

Tableau.4. Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

b) Poutre intermédiaire avec hourdis :

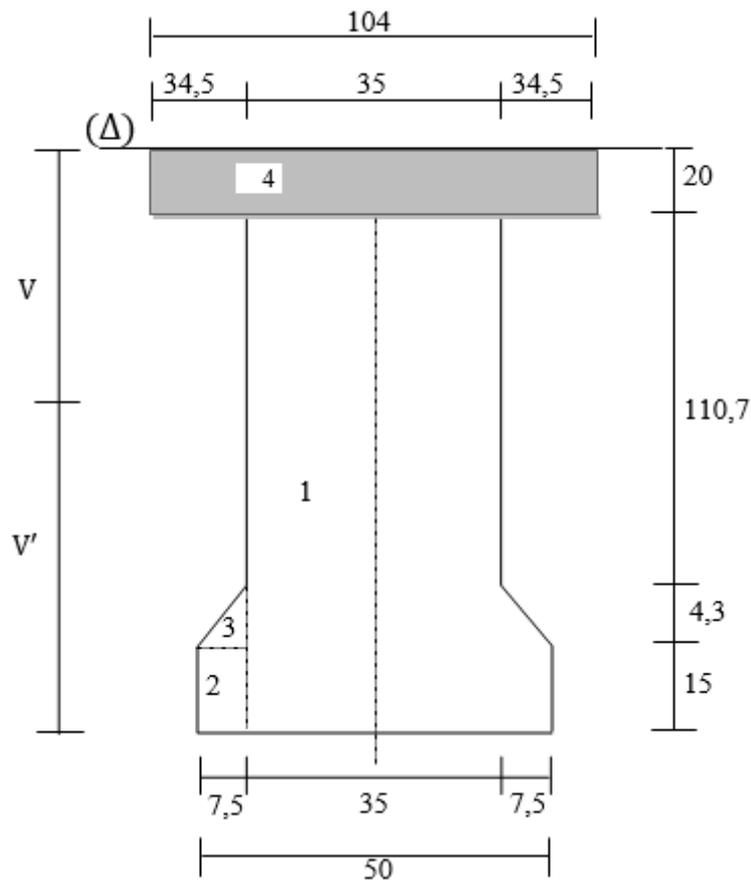


Figure.8 : Poutre intermédiaire section d'about avec hourdis.

section	$B_i (cm^2)$	$y_i (cm)$	$B_i \cdot y_i (cm^3)$	$v_i'^2 (cm^2)$	$B_i y_i'^2 (cm^4)$	$I_g (cm^4)$	$I_{\Delta}^4 (cm^4)$
A	2275,00	85,00	193375,00	422,30	960738,19	3203958,33	4164696,52
B	112,50	142,50	16031,25	6091,80	685327,78	2109,38	687437,16
C	16,13	133,57	2153,76	4777,11	77030,96	16,56	77047,52
D	1040,00	10,00	10400,00	2964,80	3083394,60	34666,67	3118061,27

$B \times 2 (cm)$	$S_{\Delta} = B_i y_i \times 2 (cm^3)$	$I_G \times 2 (cm^4)$
6887,25	443920,03	16094484,93

$V' (cm)$	$V (cm)$	$\rho$	$r^2 (cm^2)$
85,54	64,46	42,38%	2336,756

Tableau.5. Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

c) Poutre de rive avec hourdis:

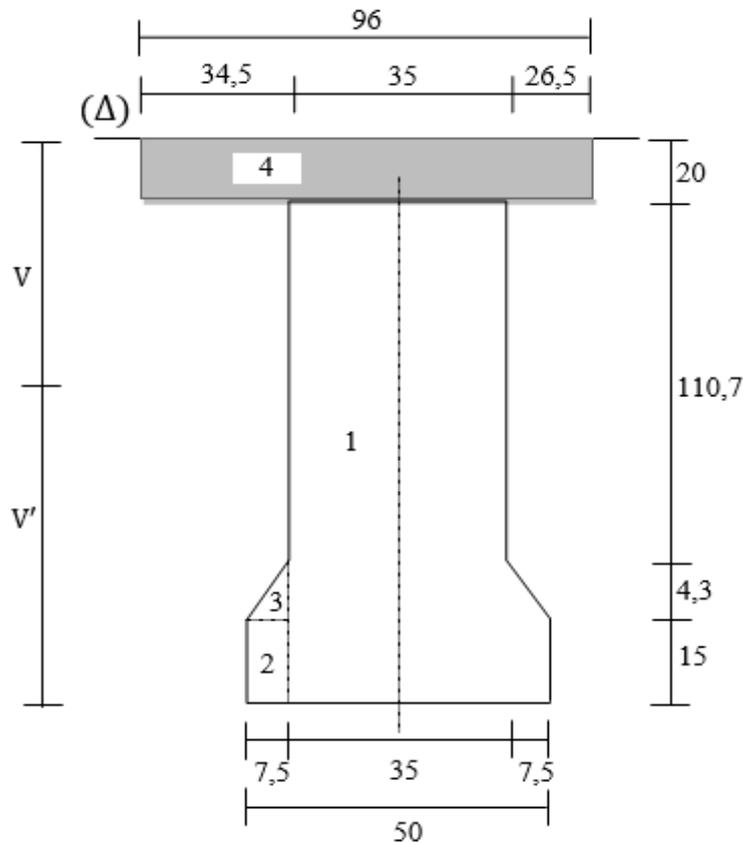


Figure.9 : Poutre de rive section d'about avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$v_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_g(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}^4(\text{cm}^4)$
1	2275,00	85,00	193375,0	370,56	843029,69	3203958,33	4046988,02
2	112,50	142,50	16031,25	5890,56	662688,28	2109,38	664797,66
3	16,13	133,57	2153,76	4599,10	74160,49	16,56	74177,06
4	1920,00	10,00	19200,00	3108,06	5967480,00	64000,00	6031480,00

$B \times 2(\text{cm})$	$S_{\Delta} = B_i y_i \times 2(\text{cm}^3)$	$I_G \times 2(\text{cm}^4)$
6727,25	442320,03	15603405,47

$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	$\rho$	$r^2(\text{cm}^2)$
84,25	65,75	41,87%	2319,43

Tableau.6. Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

Poutre seule		
Poutre de rive et intermédiaire		
	Section d'about	Section médiane
$B(\text{cm}^2)$	4807,25	3270
$I_G(\text{cm}^4)$	7188384,79	6420924,33
$V(\text{cm})$	68	67,36
$V'(\text{cm})$	62	62,64
$r^2(\text{cm}^2)$	1486,87	1963,38
$\rho\%$	35,27	46,54
$S(\Delta)(\text{cm}^3)$	326975,03	220267,5

Tableau.7 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul.

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermédiaire		Poutre de rive	
	Section d'about	Section médiane	Section d'about	Section médiane
<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	6887,25	5350	6727,25	5190
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	16094484,93	14098621,45	15603405,47	13724541,08
<b>V (cm)</b>	64,46	57,32	65,75	58,78
<b>V' (cm)</b>	85,54	92,68	84,25	91,22
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2336,76	2634,77	2319,43	2644,02
<b>ρ%</b>	42,38	49,60	41,87	49,32
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	443920,03	306467,5	442320,03	304867,5

**Tableau.8 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.**

## 1 Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il est à une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

### Des actions permanentes :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des entretoises.
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (corniches, barrières et revêtement).

### Des actions variables :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies le règlement relatif aux ponts routier (**fascicule 61 titre II**) ;
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures ;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

## 2 Calcul des charges permanentes :

### 2.1 La charge permanente (Cp) :

#### 2.1.1 La dalle :

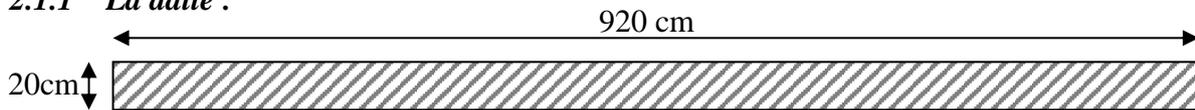
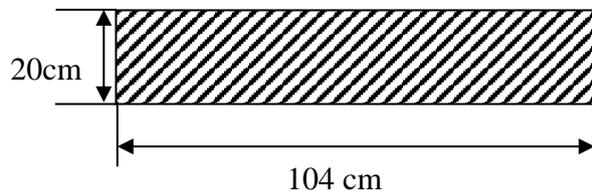


Figure 1: coupe transversale droite de la dalle

$$p_{\text{dalle}} = 0,20 \times 9,2 \times 2,5 = 4,6 \text{ t/ml}$$

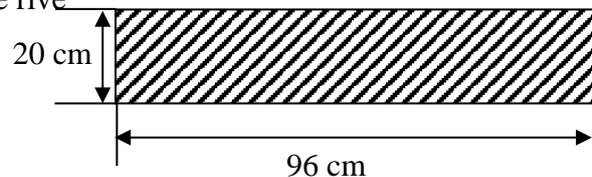
- La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

$$p_{\text{di}} = 2,5 \times 0,2 \times 1,04 = 0,52 \text{ t/ml}$$



- La charge de la dalle qui revient à la poutre rive

$$p_{\text{dr}} = 2,5 \times 0,2 \times 0,96 = 0,48 \text{ t/ml}$$



## 2.1.2 Les poutres :

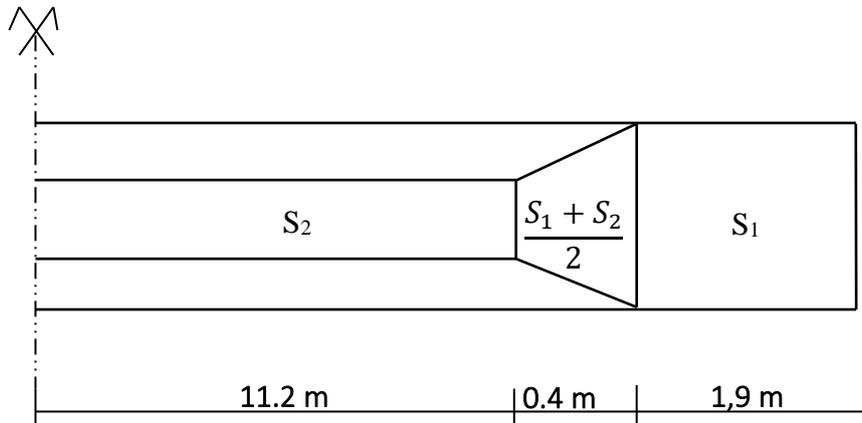


Figure 2: vue latérale de la poutre en béton précontrainte

## A- Poids des poutres intermédiaires :

$$s_1 = 0,4807$$

$$s_2 = 0,327$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$p_{\text{poutre}} = 2 \left( s_1 \cdot 1,9 + \left( \frac{s_1 + s_2}{2} \right) \cdot 0,4 + s_2 \cdot 11,2 \right) \gamma_b$$

$$p_{\text{poutre}} = 23,686 \text{ t}$$

$$p_{\text{poutre}} = \frac{23,686 \text{ t}}{27} = 0,877 \text{ t/ml}$$

## B- Poids totale des poutres

$$p_{\text{tot}} = 0,877 \times 9 = 7,893 \text{ t/ml}$$

## 2.1.3 Le poids de l'entretoise

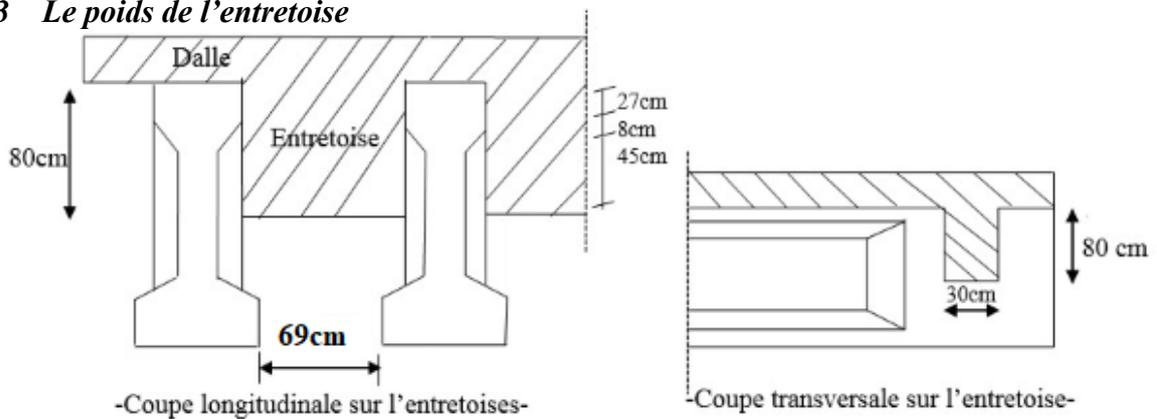


Figure 3: détail entretoise

$$P_{entr} = 0,3 \times 0,8 \times 0,69 \times 2,5 = 0,414t$$

Le poids total de l'entretoise :

$$P_{entr} = 0,414 \times 8 \times 2 = 6,624 t$$

$$P_{entr} = \frac{6,624}{27} = 0,245 t/ml$$

$$CP = (P_{Dalle} + P_{Poutre} + P_{entr}) = 7,893 + 4,6 + 0,245 = 12,738/ml$$

## 2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle convient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivant :

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- longrines
- Les corniches.
- Barrières.

### 2.2.1 Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité :

$$P_{revt} = 6 \times 0,07 \times 2,2 = 0,924 t/ml$$

$$P_{étanch} = 6 \times 0,01 \times 2,2 = 0,132 t/ml$$

$$P_{tot} = 1,056 t/ml$$

- La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre à coté de rive

$$P_{rev \text{ coté de rive}} = 2,2 \times 0,08 \times 0,4 = 0,070 t$$

- La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre intermédiaire

$$P_{rev \text{ intermédiaire}} = 2,2 \times 0,08 \times 1,04 = 0,183t/ml$$

### 2.2.2 Le poids des corniches, longrines et barrières :

A- Poids de la corniche :

$$S_{corn} = [(0,1 \times 0,5) + (0,10 \times 0,24)] - (0,13 \times \frac{0,13}{2} - 0,065 \times 0,065 \times \frac{3,14}{2}) - 0,05 \times \frac{0,05}{2}$$

$$S_{corn} = 0,072 m^2$$

$$P_{corn} = 2.5 \times 0.072 = 0,18 \text{ t/ml}$$

**B- Poids de longrine :**

$$S_{long} = (0,24 + 0,22) \times 1,5/2 - (0,05^2/2) = 0,344 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2 \times (0,05^2\pi) = 0,0157\text{m}^2$$

$$S_{long} = 0,328\text{m}^2$$

$$P_{long} = 2.5 \times 0.328 = 0,82 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow p_{(T+C)} = 0.82 + 0,18 = 1 \text{ t/ml}$$

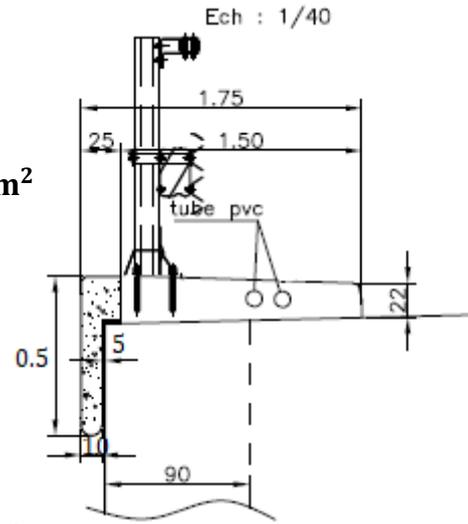


Figure 4: détail des corniches, longrines et barrières

**Poids de Gard corps**

$$P_{GC} = 0,1 \text{ t/ml}$$

$$CCP = 2 \times (P_{rot} + P_{corn} + P_{GC}) + P_{rev}$$

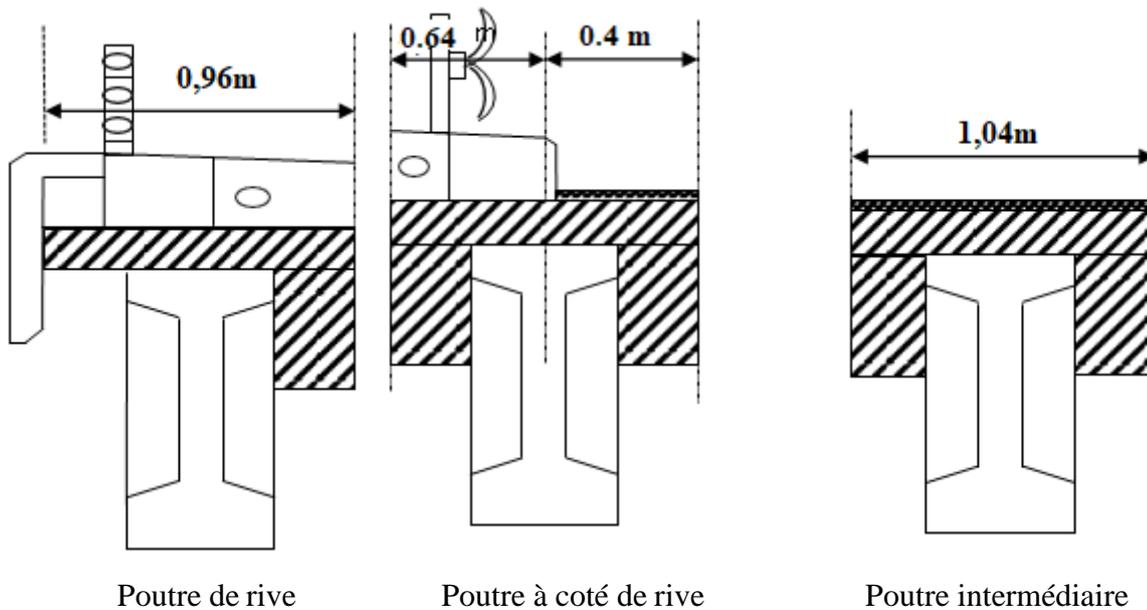
$$CCP = 2 \times (1 + 0,1) + 1,056$$

$$CCP = 3,256 \text{ t/ml}$$

**2.3 La charge totale :**

$$g = (CP + CCP) = (12,738 + 3,256) = 15,994 \text{ t/ml}$$

$$G = (CP + CCP) \times L = 15,994 \times 27 = 431,83\text{t}$$



Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire	Poutre coté de rive
Poutre seule	0,877	0,877	0,877
Dalle	0,480	0,520	0,520
Revêtement	/	0,183	0,070
Corniche + longrine	0,667	/	0,312
garde-corps	0,100	/	/
Entretoise	0,0153	0,0301	0,0301
$\Sigma$ (charge)	2,14	1,61	1,81

Tableau 1: poids revenant a chaque poutre

### 3 Etude des surcharges

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B : ( $B_c$  et  $B_l$ )
- La surcharge militaire  $M_{c120}$ .
- Le convoi exceptionnel  $D_{240}$ .

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

#### 3.1 Détermination des caractéristiques du pont

##### Classe du pont

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable, et leur utilisation.

La classe	La largeur roulable
1	$L_R \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3	$L_R < 5,50 \text{ m}$

Tableau.2 : Classe du pont

- Largeur roulable :  $L_R = 6 \text{ m} < 7 \text{ m}$ : Donc ce pont est de la 2<sup>ème</sup> classe.
- Largeur chargeable :  $L_C = L_R$

- Nombre des voies :  $m=E(L/3) = 2$  voie.
- largeur d'une voie : **3 m**

### 3.2 Evaluation des surcharges

#### 3.2.1 Système A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur 'L' chargée est donne par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} (\text{Kg/m}^2)$$

**L** : la portée du pont = 26 m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26+12} = \mathbf{1177,65 \text{ kg/m}^2} = \mathbf{1,177 \text{ t/m}^2}$$

$a_1$  est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

	1voie	2voie	3voie	4voie	≥ 5voie
1 <sup>ère</sup> classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 <sup>ème</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
3 <sup>ème</sup> classe	0,90	0,80	/	/	/

**Tableau 3** : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale

- $a_1$  est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.
- $a_2 = V_0 / V$
- **V** : La largeur d'une voie = **3 m**
- $V_0$  : dépend de la classe = 3 ( 2<sup>ème</sup> classe)

**Une voie chargée :**

Pont de 2<sup>ème</sup> classe nombre de voies chargée = 1  $\Rightarrow a_1 = 1 \Rightarrow a_2 = 1$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V$$

$$A(1L) = 1,177 \times 1 \times 1 \times 3 = \mathbf{3,531 \text{ t/ml}}$$

- **Deux voies chargées:**

Pont de 2<sup>ème</sup> classe.

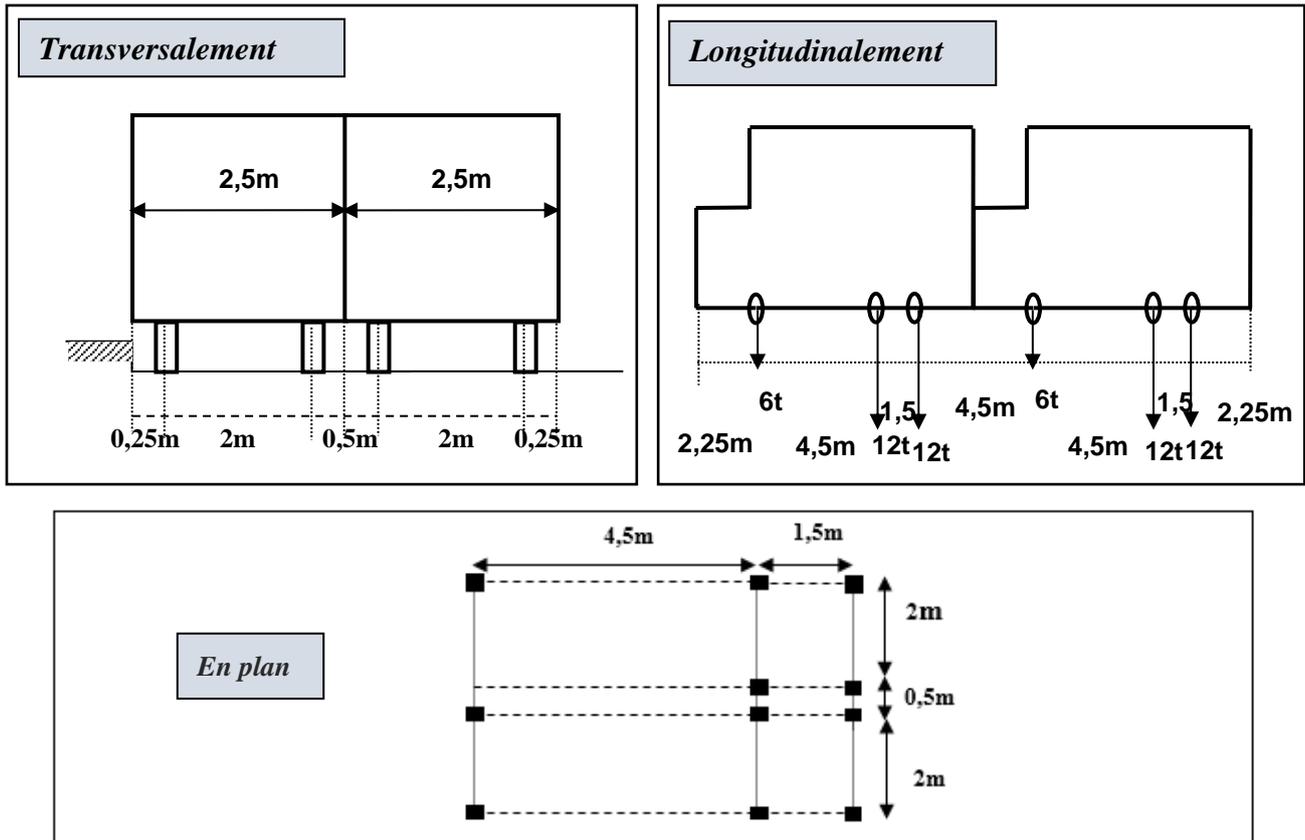
Nombre de voies chargées = 2

$$a_1 = 0,9 \text{ et } a_2 = 1$$

$$A (2L) = 1,177 \times 0,9 \times 1 \times 3 \times 2 = 6,356 \text{ t/ml}$$

### 3.2.2 Système B<sub>C</sub> :

Un chemin type de système B<sub>C</sub> comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B<sub>C</sub> prise en compte son multiplié par le coefficient b<sub>c</sub>.

	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1 <sup>ere</sup> Classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	–	–	–
3 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,80	–	–	–

Tableau 4: valeurs de coefficient b<sub>c</sub>

➤ Les charges du système B<sub>c</sub> sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 26 m

G : charge permanente = 431.83 t

S : surcharges max = 30 × 2 × 2 × 0,9 = 108 t

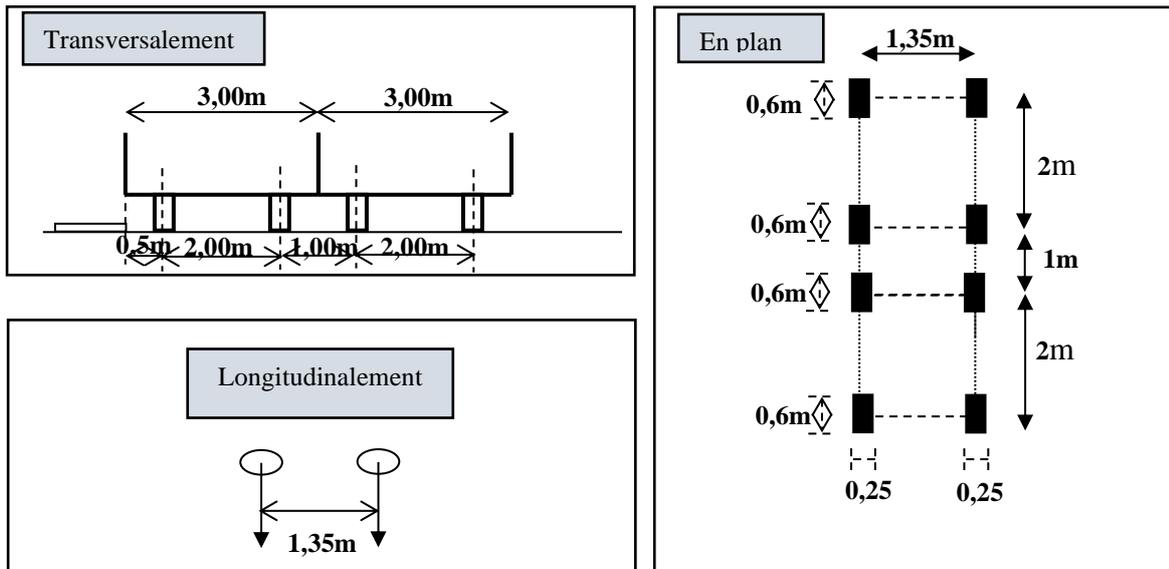
$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{431,83}{108}} = 1,1$$

	b <sub>c</sub>	δ <sub>c</sub>	charges par essieu (t)	
1 voie	1	1,1	E avant	6×1,0×1,1 = 6,6
			E arriere	12×1,0×1,1 = 13,2
2voies	0,9	1,1	E avant	2×6×0,9×1,1 = 11,88
			E arriere	2×12×0,9×1,1 = 23,76

Tableau 5: Charges de système B<sub>c</sub> par essieu

3.2.3 Système B<sub>t</sub> :

Un tandem du système B<sub>t</sub> est applicable seulement sur la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :



- Les valeurs des charges du système  $B_t$  prise en compte son multiplié par le coefficient  $b_t$ .
- Les charges du système  $B_t$  sont frappées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .
- De même façon comme dans le système  $B_c$ , on à deux coefficients :

	<b>1<sup>ere</sup> Classe</b>	<b>2<sup>eme</sup> Classe</b>
$b_t$	1,00	0,90

**Coefficient  $b_t$**

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = **26 m**

G : charge permanente = **431.83 t**

S : surcharges max =  $S = Q \times b_t = 64 \times 0.9 = \mathbf{57.6 t}$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 26} + \frac{0,60}{1+4\frac{431,83}{64}} = \mathbf{1,083}$$

	$b_t$	$\delta_t$	<b>Charge par essieu (t)</b>
<b>1 voie</b>	0,9	1,083	$16 \times 0,9 \times 1,083 = \mathbf{15,595}$
<b>2 voies</b>	0,9	1,083	$2 \times 16 \times 0,9 \times 1,083 = \mathbf{31,19}$

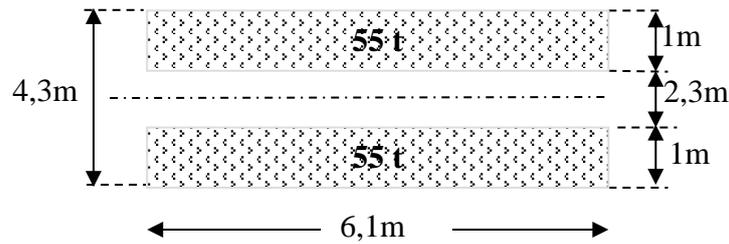
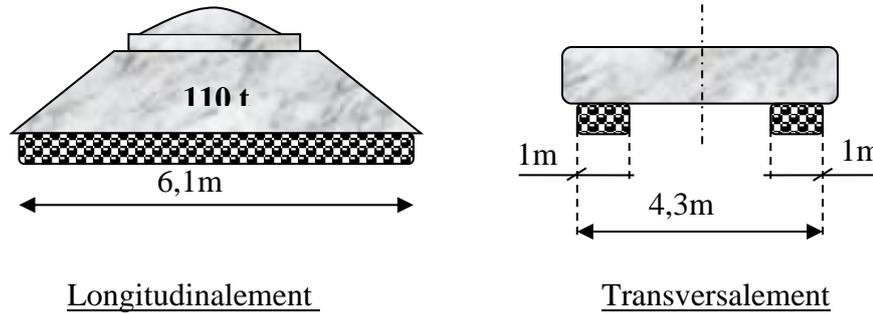
*Tablea 6: charges de système  $B_t$  par essieu*

### 3.2.4 Système militaire $Mc 120$

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type  $Mc 120$ .

Les véhicules  $Mc 120$  peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi peut être disposé.
- Dans le sens longitudinal : la limite entre entraxe de deux convois est de 36.6m.



En plan

➤ Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 26 m

G : charge permanente = 431.83 t

S : surcharges max = S = 110 t

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{431,83}{110}} = 1,1$$

$$Q = 110 \times 1,1 = 121t$$

$$Q_{/m} = \frac{121}{6,1} = 19,83 t/ml.$$

**Surcharge sur trottoirs :**

On applique sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 KG/m<sup>2</sup> de façon à produire l'effet le plus défavorable.

- Un trottoir chargé :  $P_{1trott} = 0,15 \times 1,5 = 0,225t/ml$
- Deux trottoirs chargés :  $P_{2trott} = 2 \times 0,15 \times 1,5 = 0,45t/ml$

### 3.3 Les effets horizontaux :

#### 3.3.1 Effet de freinage :

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L)$$

$$\text{Avec : } F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$$

$$S = L_C \cdot L \quad (\text{La surface chargée } m^2)$$

systeme	A (L)	S(m <sup>2</sup> )	F	F <sub>H</sub> (t)
1 voie	1,177×1×1×78=91,837	3×26=78	0,049	4,498
2 voies	1,177×0,9×1×156=165,307	6×26=156	0,0487	8,048

Tableau 7: Effort de freinage

Pour le système(b<sub>c</sub>), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids :

$$F_H = 30 \text{ t.}$$

#### 3.3.2 Effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée, le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m<sup>2</sup>) .

#### 3.3.3 L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles, les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

$$F_{ah} = 0,25G \text{ dans le sens horizontal .}$$

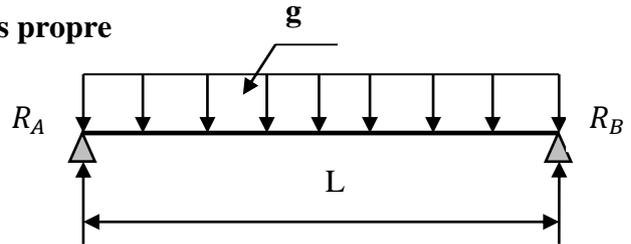
$$F_{av} = 0,07G \text{ dans le sens vertical.}$$

# 1 Evaluation des efforts dans la poutre

## 1.1 Les éléments de réduction dus au poids propre

### 1.1.1 Les réactions :

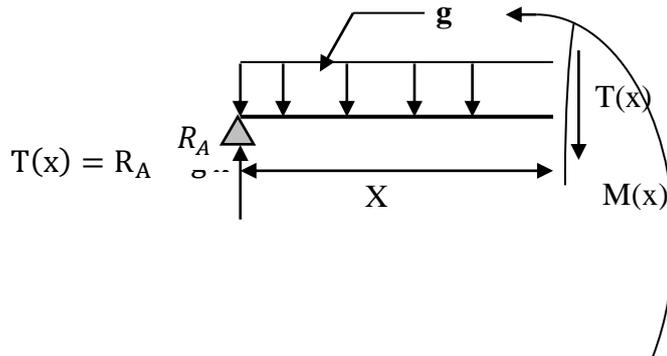
Par la R.D.M :  $R_A = R_B = (g l)/2$



### 1.1.2 Le moment fléchissant

$$M(x) = R_A x - (g x^2)/2$$

### 1.1.3 L'effort tranchant



Avec : **L = 26 m**

$$g = 0.877 \text{ t/ml}$$

Section	G(t/ml)	R(t)	M(t)	T(t)
0,00L	0,877	11,401	0	11,401
0,25L	0,877	11,401	55,58	5,701
0,5L	0,877	11,401	74,107	0

Tableau.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre

Hourdis:

Section	G(t)			R(t)			M (t .m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter
0,00L	0,48	0,520	0,520	6,24	6,760	6,760	0	0	0	6,24	6,760	6,760
0,25L	0,48	0,520	0,520	6,24	6,760	6,760	30,42	32,955	32,955	3,12	3,497	3,399
0,5L	0,48	0,520	0,520	6,24	6,760	6,760	40,56	43,940	43,940	0	0	0

Tableau.2 : Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes

**a. Revêtement + chape:**

Section	G(t)			R(t)			M (t.m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter	Rive	Coté rive	Inter
<b>0,00L</b>	0	0,070	0,183	0	0.91	2,379	0	0	0	0	0.91	2,379
<b>0,25L</b>	0	0,070	0,183	0	0.91	2,379	0	4.436	11,598	0	0,455	1,19
<b>0,5L</b>	0	0,070	0,183	0	0.91	2,379	0	5.915	15,463	0	0	0

**Tableau.3 : Les éléments de réduction dus au poids propre de Revêtement + chape.**

**Trottoir + corniche + garde-corps:**

Section	G(t)			R(t)			M (t.m)			T(t)		
	Rive	Coté rive	inter	rive	Coté rive	inter	Rive	Coté rive	inter	Rive	Coté inter	Inter
0,00L	0.767	0,312	0	9.971	4.056	0	0	0	0	9.971	4.056	0
0,25L	0.767	0,312	0	9.971	4.056	0	48.609	19.773	0	3.471	2.028	0
0,5L	0.767	0,312	0	9.971	4.056	0	64.812	26.364	0	0	0	0

**Tableau.4 : Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir, corniche et garde- corps pour chaque poutre**

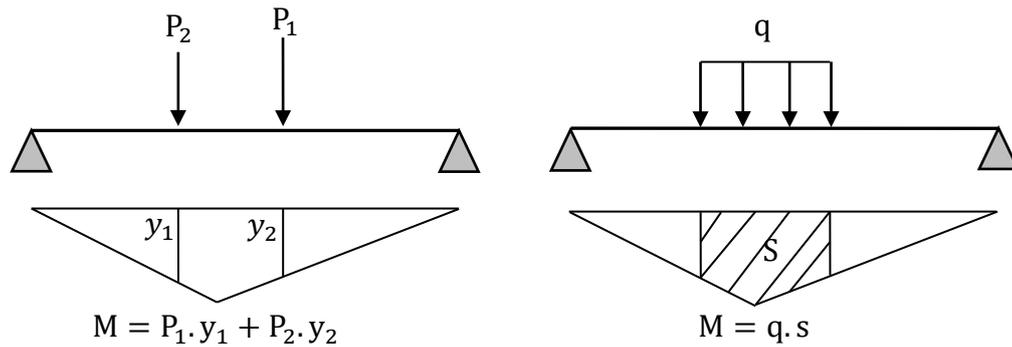
Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
		0,00L	0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
<b>De rive</b>	<b>2.14</b>	<b>27.82</b>	<b>0,00</b>	<b>135.623</b>	<b>180.83</b>	<b>27.82</b>	<b>13.91</b>	<b>0,00</b>
<b>Intermédiaire</b>	<b>1.61</b>	<b>20.93</b>	<b>0,00</b>	<b>100.133</b>	<b>133.51</b>	<b>20.93</b>	<b>10.27</b>	<b>0,00</b>
<b>Poutre coté de rive</b>	<b>1.809</b>	<b>23.517</b>	<b>0.00</b>	<b>112.744</b>	<b>150.326</b>	<b>23.517</b>	<b>11.564</b>	<b>0.00</b>

**Tableau. 5 : Eléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre**

## 2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

### 2.1 La ligne d'influence :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.



### 2.2 Théorème de BARRE :

Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre.

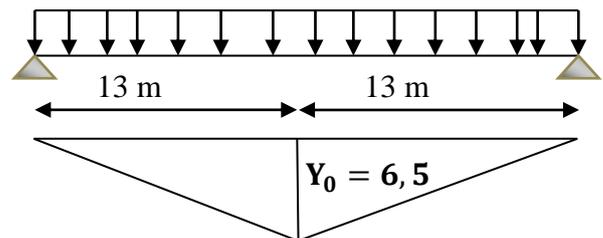
### 2.3 Moment fléchissant à $x=0,5L$

#### 2.3.1 Surcharge A(L)

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{13 \times 13}{26} = 6,5 \text{ m}$$

$$S = 2 \left( \frac{13 \times 6,5}{2} \right) = 84,5 \text{ m}^2$$

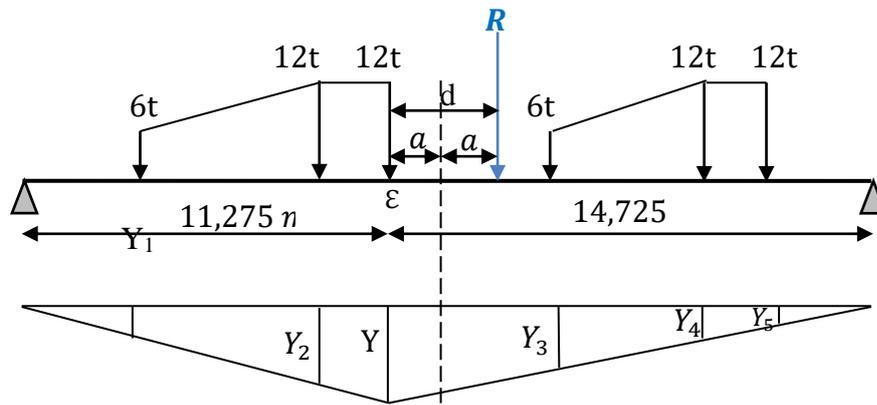
$$M_{\max} = q \times S$$



### Système B<sub>c</sub>

**Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :**

La résultante du **R = 60 t**.



$$X_R = \frac{[12(4,5 + 6 + 15 + 16,5) + 6(10,5)]}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$d = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{11,275 \times 14,725}{26}$$

Y	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	Y <sub>4</sub>	Y <sub>5</sub>
6,386	2,988	5,536	4,434	2,528	1,832

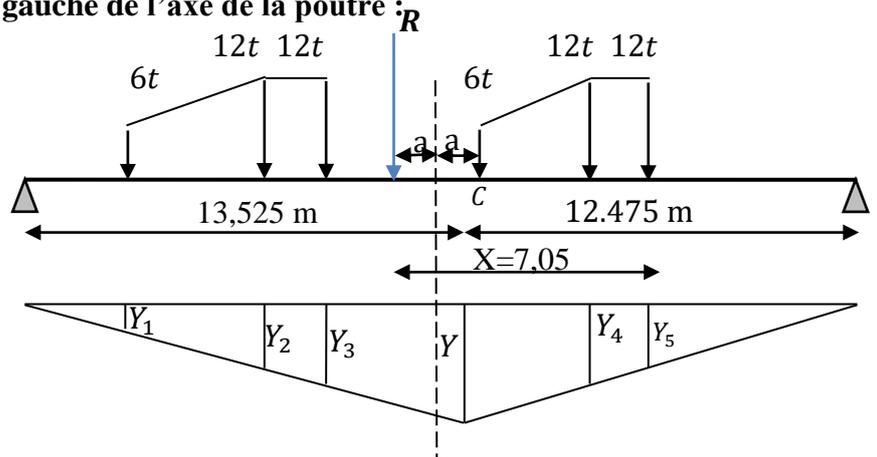
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 7,422 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 16,282 \text{ m} \end{array} \right.$$

Cas N°2 : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

$$X_R = 7,05$$

$$d = 7,05 - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 0,525 \text{ m}$$



$$Y = \frac{12,475 \times 13,525}{26}$$

$$Y = 6,489$$

Y	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	Y <sub>4</sub>	Y <sub>5</sub>
6,489	3,61	4,33	4,259	3,21	3,368

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Essieux avant: } \sum Y_i = 7,94 \\ \text{Essieux arrière: } \sum Y_i = 15,167 \end{array} \right.$$

▪ L'effet le plus défavorable:

1<sup>ère</sup> cas  $(6 \times 7,422 + 12 \times 16,237) = 239,376 \text{ t.m}$

2<sup>ème</sup> cas  $(6 \times 7,94 + 12 \times 15,456) = 233,112 \text{ t.m}$

239,376t. m > 233,112t.m → le 1<sup>ère</sup> cas est l'effet le plus défavorable

**Système B<sub>t</sub> :**

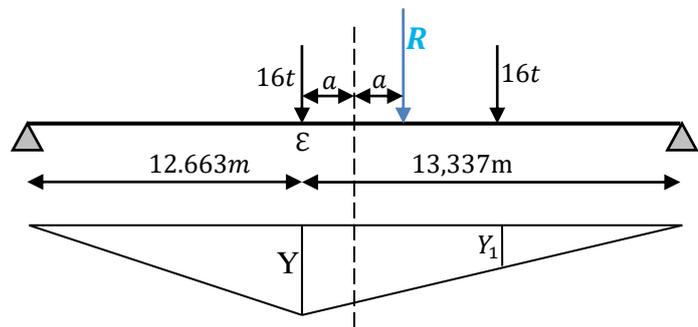
$d = 0,675 \text{ m}$

$d/2 = a = 0,3375 \text{ m}$

$Y = \frac{12,663 \times 13,337}{26} = 6,496$

$Y_1 = 5,838 \text{ m}$

$\sum Y_i = Y_0 + Y_1 = 12,334 \text{ m}$

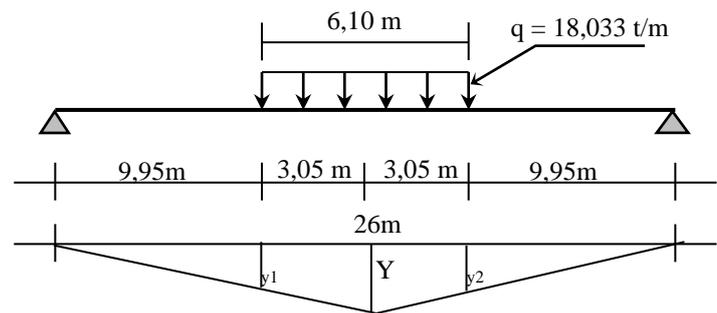


**2.3.2 Système Mc<sub>120</sub>**

$Y = 6,5$

$Y_1 = Y_2 = 4,975$

$S = 2 \left( \frac{6,5 + 4,975}{2} \right) 3,05 = 34,99 \text{ m}^2$



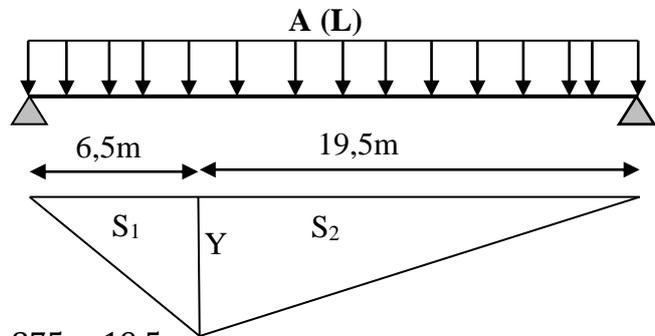
Disposition		Charges pondérons	$\Sigma Y_i$	M (t. m)	$M_0 = M/9$
A(l)	1 voie	3,531	84,5	298,370	33,152
	2 voies	6,356		537,082	59,676
Bc	1 file	6.6	7,422	262.835	29,203
		13.2	16,237		
	2 files	11.88	7,422	473.103	52,567
		23.76	16,237		
Bt	1 tandem	15,595	12,334	192,349	21,372
	2 tandems	31,19	12,334	384,697	42,744
MC 120		19,836	34,999	694,240	77,14
Trottoir	1 trottoir	0,225	84,5	19,013	2,113
	2 trottoirs	0,45		38,025	4,225

Tableau.6 : Récapitulatif des moments fléchissant à  $x=0,5L$ .

2.4 Moment fléchissant dus aux surcharges  $x = 0,25L$

2.4.1 Surcharge A(L) :

$$Y = \frac{6,5 \times 19,5}{26} = 4,875 \text{ m}$$



$$S = \frac{4,875 \times 6,5}{2} + \frac{4,875 \times 19,5}{2} = 63.375 \text{ m}^2$$

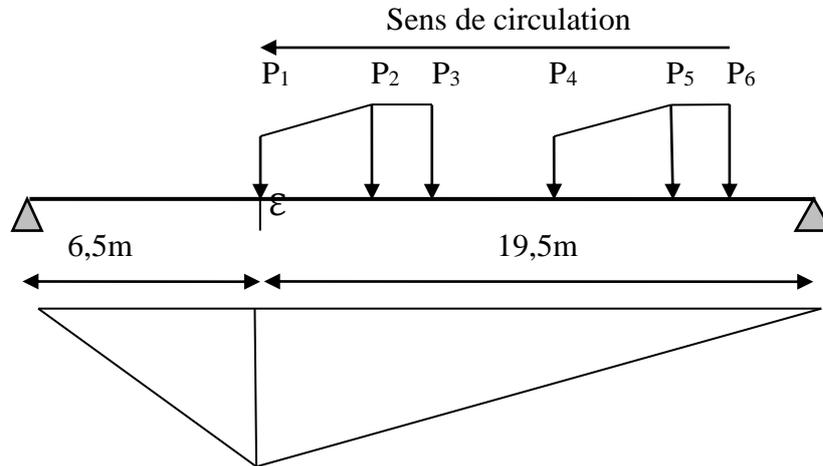
Systeme Bc

Pour obtenir le moment maximum en C (a  $X=0,25L$ ), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{L1} \geq W \cdot \frac{a}{L} \\ W_{L2} \leq W \cdot a/L \end{array} \right.$$

Avec :

- a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche ;
- W : le résultat des charges ce qui trouve sur la poutre ;
- $W_{L1}$  : le résultat des charges appliquées à gauche de C en tenant compte la charge en C ;
- $W_{L2}$  : le résultat des charges appliquées à la gauche de C en ignorant la charge en C.



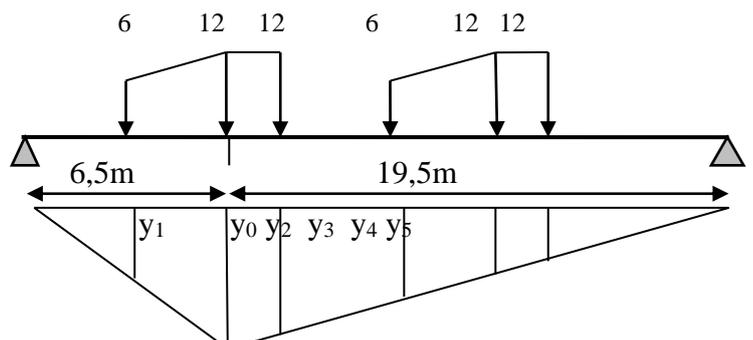
Force	W	$(W \times a)/L$	$W_{L1}$	Vérification	$W_{L2}$	Vérification
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13,5	30	OK	24	Non
P5=12t	30	7,5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7,5	30	OK	18	Non

Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

1<sup>er</sup> cas : P2 sur c :

$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$
4,875	1,5	4,5	3,375	2,25	1,875

Essieux avant :  $\sum y_i = 4,875$  m  
 Essieux arrière :  $\sum y_i = 13,5$  m

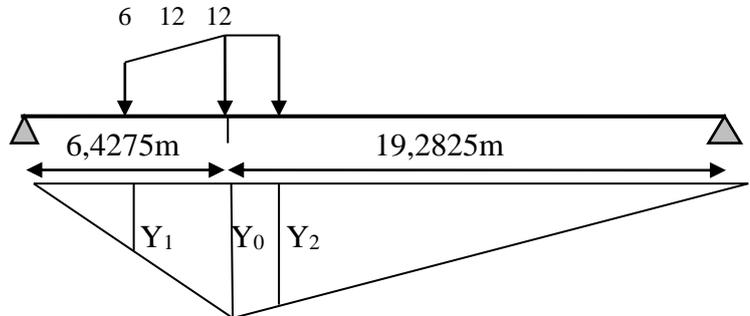


2<sup>ème</sup> cas : P5 sur c

$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$
4,875	1,5	4,5

$\sum Y_i \text{ avant} = 1,5\text{m}$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 9,375 \text{ m}$



□ Les moments:

$$M = \sum P_i \times y_i$$

Le cas	Moment (t. m)
1	191,25
2	121,5

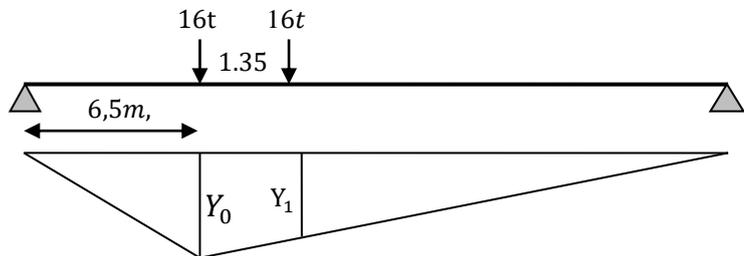
Donc on déduit que le 1<sup>er</sup> cas est le cas le plus défavorable

Système  $B_t$  :

$Y_0 = 4,875$

$Y_1 = 4,538$

$\sum Y_i = 9,413 \text{ m}$ .

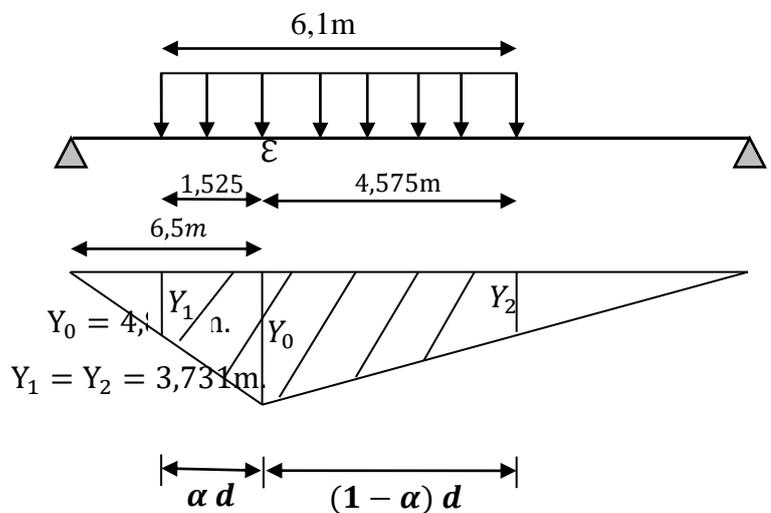


Système  $M_c 120$  :

$\alpha = \frac{6,4275}{25,71} = 0,25$

$\alpha \times 6,1 = 1,525 \text{ m}$

$(1 - \alpha) \times 6,1 = 4,575 \text{ m}$



$S = 26.248\text{m}^2$ .

Disposition		Surcharge pondérée	$\Sigma Y_i$	M (t.m)	$M_0 = \frac{M}{9}$
A(l)	1 voie	3,531	47,531	167,832	18,648
	2 voies	6,356		302,107	33,567
Bc	1 file	6.6	4,875	209.992	23,332
		13.2	13,5		
	2 files	11.88	4,875	377.774	41.975
		23.76	13,5		
Bt	1tandem	15,595	9,413	146,796	16,311
	2 tandems	31,19	9,413	293,591	32,621
Mc120		19,836	26,248	520,655	57,850
Trottoir	1 trottoir	0,225	47,531	10,694	1,188
	2 trottoirs	0,45		21,389	2,377

Tableau.7 : Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges (X=0,25L)

### 3 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

#### 3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour X = 0,00L

##### 3.1.1 Surcharges A(L) :

$$T_{max} = R_a = R_b = L \times q/2$$

➤ Une voie chargée : A (1L)

$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 13 \text{ m}^2$$

➤ Deux voies chargées : A (2L)

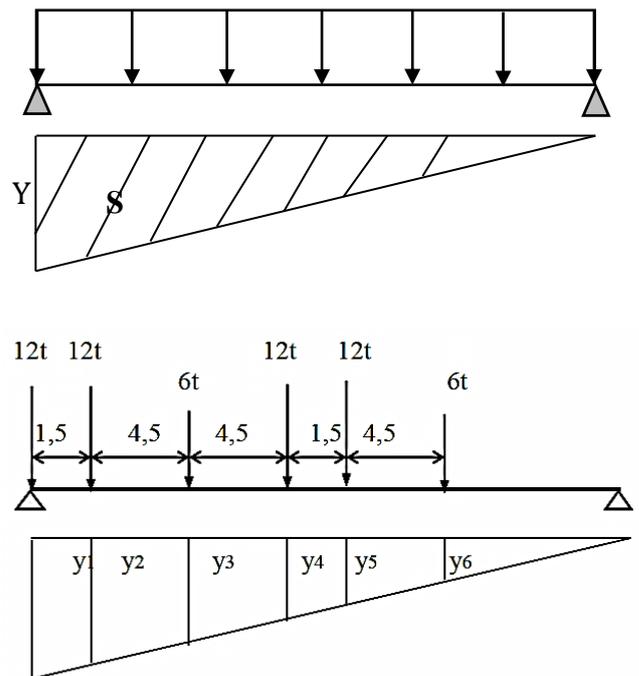
$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 13 \text{ m}^2$$

Type B<sub>c</sub> :

$$\Sigma Y_i \text{ avant} = 1.125 \text{ m}$$

$$\Sigma Y_i \text{ arrière} = 3.066 \text{ m}$$



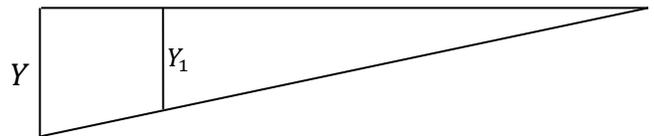
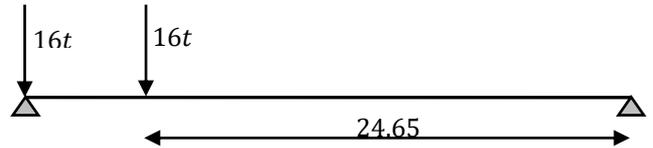
$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$
1	0,942	0,769	0,596	0,538	0,365

**Type  $B_t$  :**

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,948 \text{ m.}$

$\sum Y_i = 1,948 \text{ m.}$

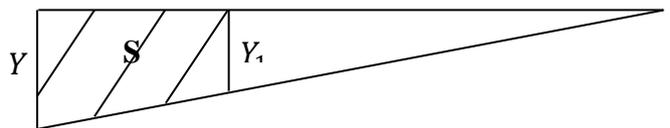
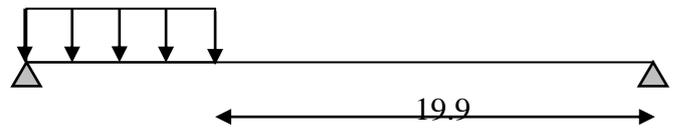


**3.1.2 Surcharge du type  $M_c120$  :**

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,765 \text{ m.}$

$S = 5.383 \text{ m}^2$



Disposition		Charges pondérons	$\sum Y_i$	M (t. m)	$M_0 = M/9$
A(I)	1 voie	3,531	13	45,903	5,100
	2 voies	6,356		82,628	9,181
Bc	1 file	6.6	1,134	48	5,333
		13.2	3,076		
	2 files	11.88	1,134	86,4	9,6
		23.76	3,076		
Bt	1 tandem	15,595	1,948	30,379	3,375
	2 tandems	31,19	1,948	60,758	3,375
MC 120		19,836	5,383	106,78	11,864
Trottoir	1 trottoir	0,225	13	2,925	0,325
	2 trottoirs	0,45		5,850	0,650

Tableau.8 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0$  ,00L

3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges :  $x = 0,25L$

3.2.1 Surcharges A(L) :

➤ Une voie chargée : A (1L)

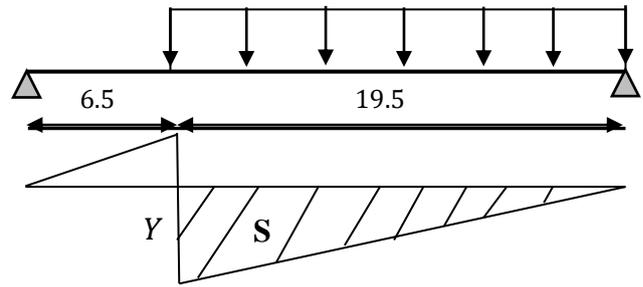
$Y = 0,750\text{ m}$

$S = 7.313\text{ m}^2$

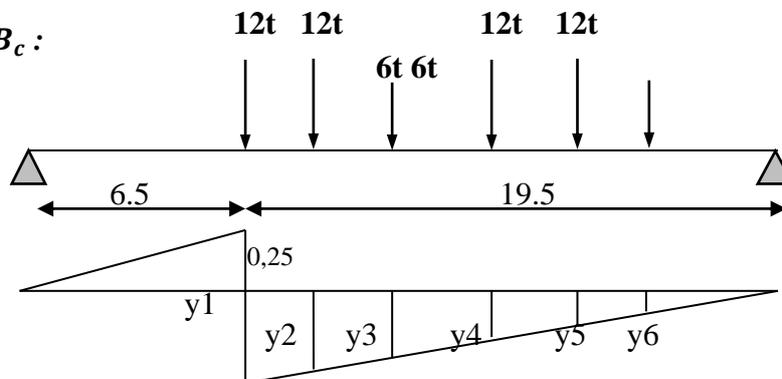
➤ Deux voies chargées : A (2L)

$Y = 0,750\text{ m}$

$S = 7.313\text{ m}^2$



3.2.2 Système  $B_c$  :



$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$
0,750	0,692	0,519	0,346	0,288	0,115

$\sum Y_i \text{ avant} = 0,634\text{ m}$

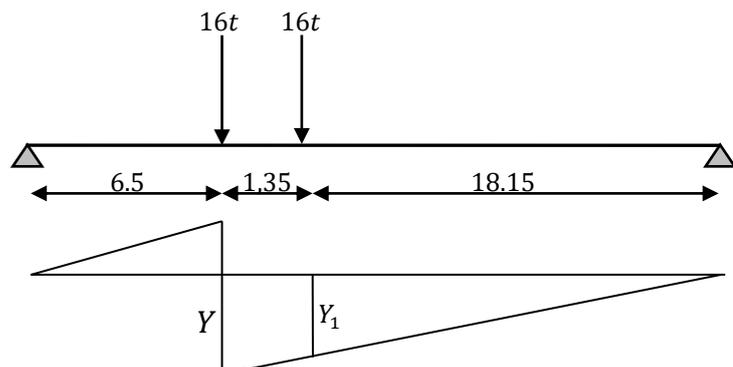
$\sum Y_i \text{ arrière} = 2,076\text{ m}$

3.2.3 Système  $B_t$  :

$Y_0 = 0,750\text{ m}$ .

$Y_1 = 0,698\text{ m}$ .

$\sum Y_i = 1,448\text{ m}$ .

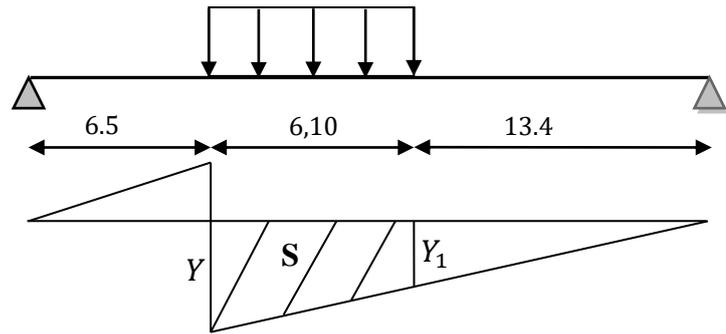


3.2.4 Surcharge du type  $M_c120$  :

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,515 \text{ .}$

$S = 3,858m^2$



Disposition		Charges pondérons	$\Sigma Y_i$	T (t. m)	$T_0 = T/9$
A(I)	1 voie	3,521	7,313	25,822	2,869
	2 voies	6,356		46,481	5,164
Bc	1 files	6.6	0,643	31.589	3,51
		13.2	2,076		
	2 files	11.88	0,643	56.86	6,317
		23.76	2,076		
Bt	1 tandem	15,595	1,488	22,582	2,509
	2 tandems	31,190	1,488	45,163	5,018
MC 120		19,836	3,858	76,527	8,503
Trottoir	1 trottoir	0,225	7,313	1,645	0,183
	2 trottoirs	0,45		3,291	0,366

Tableau.9 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,25L$ .

## 1 Introduction et choix de la méthode :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement  $r$  qui est définie par la formule suivante :

$$r = \frac{n a^4}{2 L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

- Si  $r < 0,3$  La méthode de **J.Courbon**.
- Si  $r > 0,3$  La méthode de **Guyon-Massonnet**.

Avec :

- $n$  : le nombre des poutres.
- $L$  : portée des poutres.
- $a$  : l'entre axe des poutres.
- $I_p$  : moment d'inertie de la poutre
- $I_E$  : moment d'inertie de l'entretoise.

### 1.1 Calcule de $I_E$ :

Dans notre cas la dalle jouera le rôle d'entretoise, on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,667 \text{ cm}^4$$

### 1.2 Calcule de $I_p$ moment d'inertie équivalent d'une poutre :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

- $I_0$  : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.
- $I_m$  : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 16094473,88 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 14098616,22 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 16094473,88 + (14098616,22 - 16094473,88) \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 14400337,28 \text{ cm}^4$$

$$n = 9$$

$$a = 1.04 \text{ m}$$

$$L = 26 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 9 \\ a = 1.04 \text{ m} \\ L = 26 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0,69$$

$r = 0,69 > 0.30$  Donc on utilise la méthode de **GUYON – MASSONNET**

## 2 Méthode de Guyon Massonnet :

### 2.1 Paramètres de calcul:

#### 2.1.1 La largeur active du pont :

$$2b = n \times a$$

Avec :  $n = 9$  et  $a = 1.04 \text{ m}$

Donc :

$$b = 4.68 \text{ m}$$

#### A- Positions actives des poutres :

$$b = 4.68 \text{ m} \rightarrow 1$$

$$a = 1.04 \text{ m} \rightarrow x$$

$$x = \frac{1.04 \times 1}{4.68} = 0.222$$

On obtient le tableau suivant :

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Position	0.888	0.666	0.444	0.222	0	-0.222	-0.444	-0.666	-0.888

#### B- Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{14400337,28 E}{104} = 138464.782 E$$

#### C- Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{66666,667 E}{100} = 666.667 E$$

#### D- Paramètre d'entretoisement :

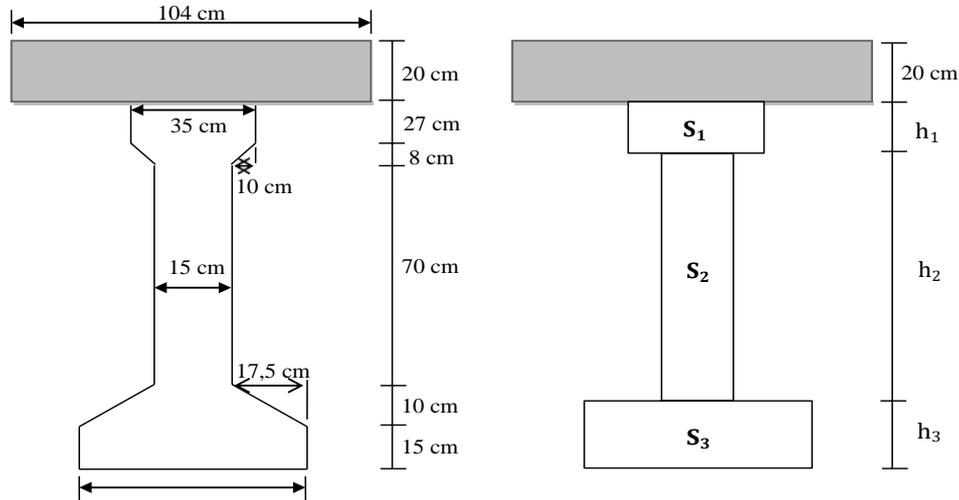
$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \rightarrow \theta = 0,68$$

**E- Rigidité torsionnelle des poutres :**

Donné par la formule :

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \text{ avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

$\nu = 0,2$



- h: Épaisseur de la dalle.
- $b_i$ : la plus grand portée.
- $h_i$ : la plus petite coté.
- G: module de déformation transversale du béton.  $\nu = 0.2$  coefficient de poisson.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

$$s_1 = (35 \times 27) + (15 + 35) \times 8 / 2 = 1145 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = 32.71 \text{ cm}$$

$$s_3 = (50 \times 15) + (15 + 50) \times 10 / 2 = 1075 \text{ cm}^2$$

$$h_3 = 21.5 \text{ cm}$$

$$s_2 = (15 \times 70) = 1050 \text{ cm}^2$$

$$h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 75.79 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2,4} \left[ 35 \times 32,71^3 + 75,79 \times 15^3 + 50 \times 21,5^3 + \frac{104 \times 20^3}{2} \right]$$

$$C_p = 332449.375E$$

**F- La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{332449.375E}{104} = 3196.629E$$

**G- La rigidité torsionnelle de la dalle :**

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2,4} \times 66666,667$$

$$C_D = 55555.556E$$

**H- La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :**

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{55555.556E}{100} = 555.556E$$

**I- Paramètre de torsion  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = \frac{E(3196.629 + 555.556)}{2E \times \sqrt{138464.782 \times 666.667}}$$

$$\alpha = 0,195$$

### 3 Calcul des moments fléchissant :

#### 3.1 Coefficient de répartition transversale $K$ :

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$
- Du paramètre de torsion  $\alpha$
- De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment.

Les valeurs de  $\kappa$  pour  $\alpha = 0$  ;  $\alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{\left[ \frac{(0,065 - \theta)}{0,663} \right]}$$

Avec

- $K_0$  : valeur de  $\kappa$  correspondant à  $\alpha = 0$
- $K_1$  : valeur de  $\kappa$  correspondant à  $\alpha = 1$

Dans le cas où  $\theta$  calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

### 3.2 Calcul de $K_{moy}$ :

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K.

➤ Pour les surcharges concentrées : 
$$K_{moy} = \frac{\sum p_i \times k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

➤ Pour les surcharges réparties : 
$$K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

### 3.3 Calcul du moment fléchissant :

➤  $K_\alpha$  Puis  $K_{\alpha moy}$ .

➤  $M_0$  : (moment longitudinal moyen par le théorème de Barré).

➤ On calcule  $M = K_{\alpha moy} \times M_0$ .  $M_t = M/9$

$$\beta = 1 - e^{-\frac{0.065 - \theta}{0.663}} = 0.604$$

❖ Tableaux des  $k_0$  :

$\Theta=0.65$	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau. 1 : Valeurs de  $k_0$  pour  $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$	Alfa=0=> K0								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau. 2 : Valeurs de  $k_0$  pour  $\Theta=0.70$

À Partir des deux tableaux de  $k_0$  correspondant à  $\Theta=0.65$  et  $\Theta=0.70$  par interpolation par la formule suivante :

$$0.65 \longrightarrow K_0(\theta = 0.65)$$

$$0.68 \longrightarrow K_0(\theta = 0.68)$$

$$0.70 \longrightarrow K_0(\theta = 0.70)$$

$$K_0(\theta = 0.68) = 0.4K_0(\theta = 0.70) + 0.6K_0(\theta = 0.65)$$

$\Theta=0.68$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,084	0,5767	1,0557	1,4611	1,6473	1,4611	1,0557	0,5767	0,084
b/4		-0,3245	0,1306	0,5922	0,0540	1,4611	1,6728	1,5400	0,2186	1,8493
b/2		-0,5151	-0,1729	0,1868	0,5922	1,0558	1,5401	1,9214	2,0599	2,0989
3b/4		-0,6021	-0,3997	-0,1729	0,1306	0,5767	1,2186	2,0598	3,002	3,8852
b		-0,6593	-0,6021	-0,5151	-0,3245	0,084	0,8493	2,0989	3,8852	6,0813

Tableau. 3 : Valeurs de  $k_0$  pour  $\Theta=0.68$

❖ Tableaux des  $k_1$  :

$\Theta=0.65$		Alfa=1=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4		0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2		0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4		0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b		0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau. 4 : Valeurs de  $k_1$  pour  $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$		Alfa=1=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4		0,4808	0,5905	0,7407	0,9471	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2		0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4		0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b		0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau. 5 : Valeurs de  $k_1$  pour  $\Theta=0.70$

$\Theta=0.68$		Alfa=1=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7242	0,8427	0,9939	1,1629	1,2593	1,1629	0,9939	0,8427	0,7242
b/4		0,5000	0,6075	0,7525	0,9459	1,1629	1,3111	1,2700	0,5575	1,0535
b/2		0,3534	0,4445	0,5707	0,7527	0,9939	1,2701	1,4904	1,5352	1,5159
3b/4		0,2594	0,3361	0,4445	0,6075	0,8426	1,1578	1,5352	1,8950	2,1264
b		0,1937	0,2594	0,3534	0,5000	0,7242	1,0536	1,5159	2,1264	2,8573

Tableau. 6 : Valeurs de k1 pour  $\Theta=0.68$

On a :  $0.1 \leq \theta \leq 1K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$

avec :  $\alpha = 0.195$  et  $\beta=0.604$

Donc :  $K_\alpha = K_0 + 0,372(K_1 - K_0)$

$\Theta=0.68$		K $\alpha$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,3221	0,6756	1,0327	1,3501	1,5030	1,3501	1,0327	0,6756	0,3221
b/4		-0,0178	0,3080	0,6518	0,3858	1,3502	1,5382	1,4396	0,3447	1,5533
b/2		-0,1920	0,0567	0,3296	0,6519	1,0328	1,4396	1,7611	1,8647	1,8821
3b/4		-0,2816	-0,1259	0,0567	0,3080	0,6757	1,1960	1,8647	2,5902	3,2309
b		-0,3419	-0,2816	-0,1920	-0,0178	0,3221	0,9253	1,8821	3,2309	4,8820

Tableau. 7 : Valeurs de k $\alpha$  pour  $\Theta=0.68$

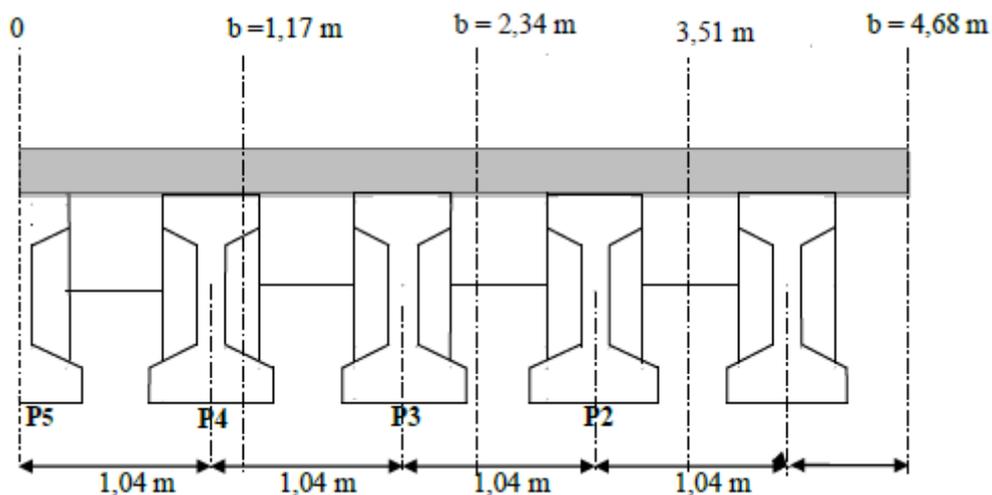


Figure.1 : La position des poutres

- Poutre5

:Y=0 Donc:

$k_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P5</b>	0,3221	0,6756	1,0327	1,3501	1,5030	1,3501	1,0327	0,6756	0,3221

▪ **Poutre 4** :  $y = 1,04 \text{ m} \rightarrow (0 \leq$

$y \leq b/4) y_1=0 \longrightarrow K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 1,04 \longrightarrow K_\alpha(y)$

$y_2=1,17 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$K_\alpha(y) = 0,11 K_{\alpha 1} + 0,89 K_{\alpha 2}$

Donc :

$k_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P4</b>	0.0195	0.3484	0.6937	0.4919	1.367	1.5175	1.3948	0.3811	1.4179

▪ **Poutre 3** :  $y = 2,08 \text{ m} \rightarrow (b/4 \leq y \leq$

$b/2) y_1=1,17 \longrightarrow K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 2,08 \longrightarrow K_\alpha(y)$

$y_2=2,34 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$K_\alpha(y) = 0,22 K_{\alpha 1} + 0,78 K_{\alpha 2}$

Donc :

$k_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P3</b>	-0.1536	0.1119	0.4004	0.5933	1.1026	1.4612	1.6904	1.5303	1.8098

**Poutre 2** :  $y = 3,12 \text{ m} \rightarrow (b/2 \leq y \leq 3b/4)$

$y_1=2,34 \longrightarrow K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 3,12 \longrightarrow K_\alpha(y)$

$y_2=3,51 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$K_\alpha(y) = 0,33 K_{\alpha 1} + 0,67 K_{\alpha 2}$

Donc :

$k_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P2</b>	-0.2520	-0.0656	0.1468	0.4215	0.7935	1.2764	1.8305	2.3507	2.7858

▪ **Poutre 1** :  $y = 4,16 \text{ m} \rightarrow (3b/4 \leq$

$y \leq b) y_1=3,51 \longrightarrow K_{\alpha 1}(y_1)$

$y = 4,16 \longrightarrow K_\alpha(y)$

$y_2=4,68 \longrightarrow K_{\alpha 2}(y_2)$

$$K_{\alpha}(y) = 0,44 K_{\alpha 1} + 0,56 K_{\alpha 2}$$

Donc :

$k_{\alpha}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,3153	-0,2131	-0,0826	0,1255	0,4776	1,0444	1,8744	2,9489	4,1555

$k_{\alpha}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,3153	-0,2131	-0,0826	0,1255	0,4776	1,0444	1,8744	2,9489	4,1555
P2	-0,2520	-0,0656	0,1468	0,4215	0,7935	1,2764	1,8305	2,3507	2,7858
P3	-0,1536	0,1119	0,4004	0,5933	1,1026	1,4612	1,6904	1,5303	1,8098
P4	0,0195	0,3484	0,6937	0,4919	1,367	1,5175	1,3257	0,3811	1,461
P5	0,3221	0,6756	1,0327	1,3501	1,5030	1,3501	1,0327	0,6756	0,3221

Tableau.8 : Récapitulatif de  $k_{\alpha}$  des poutres

Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L):

$$M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0$$

X=0,5L		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
Cas de charges		M0/poutre	K <sub>α moy</sub>	M <sub>réel</sub>								
Trot	1Trot	2,113	3,174	6,707	2,468	5,214	1,638	3,461	0,82	1,733	0,577	1,219
	2Trot	4,225	1,364	5,763	1,118	4,724	0,859	3,629	0,667	2,818	0,554	2,341
A(L)	1VC	33,152	1,362	45,153	1,444	47,871	1,476	49,932	1,385	45,916	1,221	40,479
	2VC	59,676	0,75	44,757	0,906	54,066	1,036	61,824	1,037	61,884	1,218	72,685
Bc	1File	29,203	1,55	45,265	1,558	45,498	1,483	43,308	1,385	40,125	1,388	40,534
	2File	52,567	0,969	50,937	1,115	58,612	1,19	62,555	1,185	62,292	1,277	67,128
Bt	1Tand	21,372	1,385	29,6	1,450	30,99	1,462	31,246	1,374	29,365	1,388	29,664
	2Tand	42,744	0,827	35,349	0,980	41,89	1,12	47,873	1,161	49,626	1,223	52,276
Mc120		77,14	0,872	67,266	1,030	79,451	1,098	84,696	1,064	82,074	1,224	94,46

Tableau.9 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L).

▪ Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ( $X=0,25L$ ):

$X=0,25L$		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
Cas de charges		$M_0$ /poutre	$K_{amoy}$	$M_{réel}$								
Trot	1Trot	1.188	3.174	3.549	2,932	2,925	1,638	1,946	0,82	0.974	0,577	0,685
	2Trot	2,377	1,364	3,199	1,118	2.657	0,859	2.042	0,667	1,585	0,554	1.317
A(L)	1VC	18,648	1,362	25,399	1,444	26.928	1,476	27.524	1,385	25.827	1,221	22.769
	2VC	33,567	0,75	25.175	0,906	30.412	1,036	34.775	1,037	34.809	1,218	40.885
Bc	1File	23.332	1,55	36.165	1,558	37.351	1,483	34.601	1,374	32.058	1,388	32.385
	2File	41.975	0,969	40.674	1.115	46.802	1,19	49.95	1,185	49.74	1,277	53.602
Bt	1Tand	16,311	1,385	22,59	1,450	23.65	1,462	23.847	1,374	22.411	1,388	22,64
	2Tand	32,621	0,827	26.978	0,980	31.969	1,12	36.536	1,161	38,297	1,223	39.895
Mc120		57.850	0,872	50.445	1,030	59.586	1,098	63.519	1,064	61.552	1,182	68.379

Tableau.10 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ( $X=0,25L$ ).

➤ La poutre la plus sollicitée:

poutre	Position	Moment dus aux C.P	Moment du Surcharges	Moments Totaux
Poutre 5 (poutre intermé)	0,5L	133.51	107.08	248.934
	0,25L	100.133	80.313	186.703
Poutre 4 (pouter intermé)	0,5L	133.51	105.58	247.434
	0,25L	100.133	79.191	185.581
Poutre 3 (pouter intermé)	0,5L	133.51	93.86	235.714
	0,25L	100.133	70.399	176.789
Poutre2 (Coté de rive)	0,5L	150.326	75.991	256.797
	0,25L	112.744	57.535	193.137
Poutre 1 (Poutre de rive)	0,5L	180.83	57.13	237.96
	0,25L	135.453	43.254	178.707

Tableau.11 : La poutre la plus sollicitée

Les combinaisons d`action:

Combinaison	ELU	ELS
I	$1,35 G + 1,6 (\text{Max} (A, B) + \text{tr})$	$G + 1,2 (\text{Max} (A, B) + \text{tr})$
II	$1,35 G + 1,35 (\text{Max} (\text{Mc}120))$	$G + \text{Max} (\text{Mc}120)$

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel  $M(x)$ , effort tranchant réel  $T(x)$ , ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

Combinaison des moments fléchissant:

- L`ELU:

ELU	poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$1,35G+1,6(A(L)+\text{tr})$	228.828	324.953	205.115	297.004	193.907	284.963
$1,35G+1,6(Bc+\text{tr})$	253.935	335.975	231.339	304.277	218.187	286.563
$1,35G+1,6(Bt+\text{tr})$	231.748	309.9	207.606	277.522	196.725	262.642
$1,35(G+\text{Mc}120)$	<b>254.868</b>	<b>340.133</b>	232.646	310.199	220.75	294.578

ELU	poutre 4		Poutre 5	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$1,35G+1,6(A(L)+\text{tr})$	193.23	283.761	202.703	300.28
$1,35G+1,6(Bc + \text{tr})$	217.12	285.36	223.05	291.389
$1,35G+1,6(Bt+ \text{tr})$	198.811	264.149	201.119	267.626
$1,35(G+\text{Mc}120)$	218.095	291.038	227.491	303.326

- .L`ELS:

EL S	poutre 1		poutre 2		Poutre 3	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$G+1,2(A(L)+\text{tr})$	169.502	241.446	152.427	220.874	144.313	212.054
$G+1,2(Bc+ \text{tr})$	188.1	248.87	172.095	226.329	162.523	213.253
$G+1,2(Bt+ \text{tr})$	171.665	230.164	154.295	206.263	146.427	195.312
$G+\text{Mc}120$	<b>188.791</b>	<b>251.95</b>	172.33	229.777	163.652	224.686

ELS	poutre 4		poutre 5	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
<b>G+1,2(A(L)+tr)</b>	143.806	211.152	150.775	223.541
<b>G+1,2(Bc+ tr)</b>	161.723	211.642	166.036	216.873
<b>G+1,2(Bt+ tr)</b>	147.991	196.443	149.587	199.05
<b>G+Mc120</b>	161.685	215.584	168.512	224.686

D'après les tableaux ci-dessus nous concluons que la poutre 1 est la plus sollicitée.

**Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus on constate que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 1, donc la poutre la plus sollicitée est la poutre de rive

## 1 Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud.

## 2 Présentation logiciel :

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

ROBOT millénium permet de définir des charges roulantes, c'est-à-dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de force quelconque (force concentrées, charge linéaire et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de force de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charge statique (un cas de charge pour chaque position du convoi).

## 3 Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 02 travées identiques, on étudiera une travée à poutre en BP (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 09 poutres de longueur de 27 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section variable, elles sont appuyées sur des appuis simples d'un côté et de l'autre côté des appuis doubles, la dalle est considérée comme un élément de panneau.

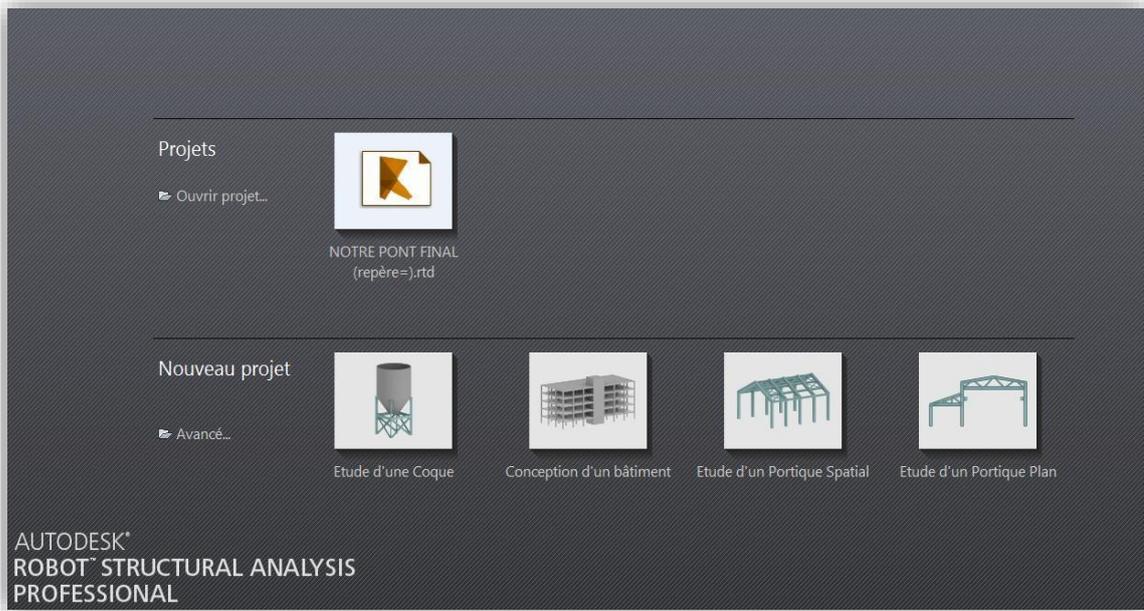


Figure 1. Choix du mode

### 3.1 Modélisation de la poutre :

#### 3.1.1 Poutre intermédiaire :

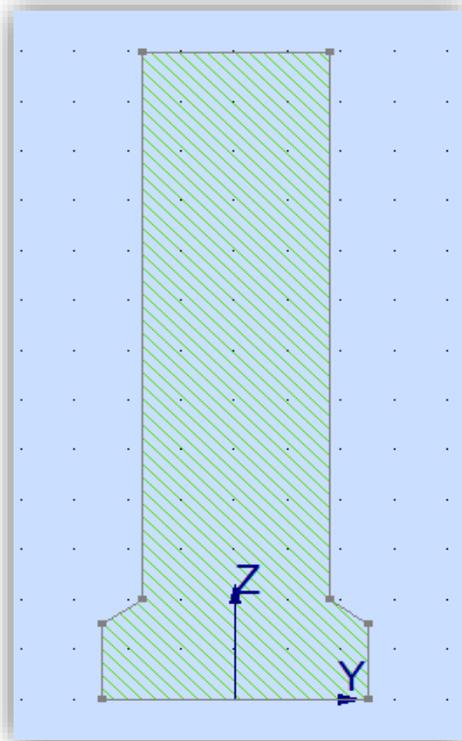


Figure 2. Section d'about

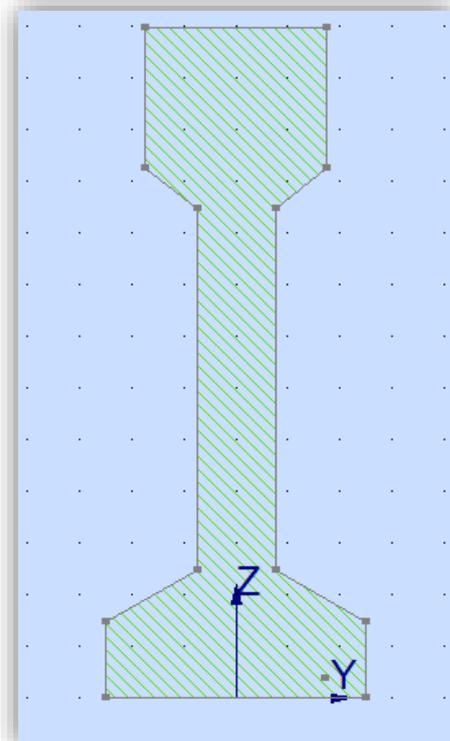


Figure 3. Section médiane

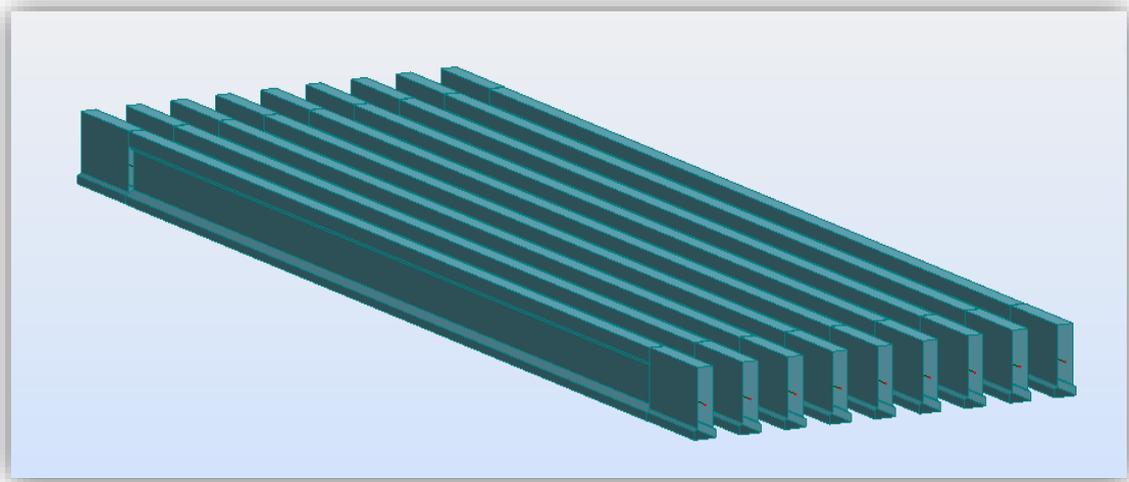


Figure 4 .Position des poutres

3.1.2 Modélisation de la dalle:

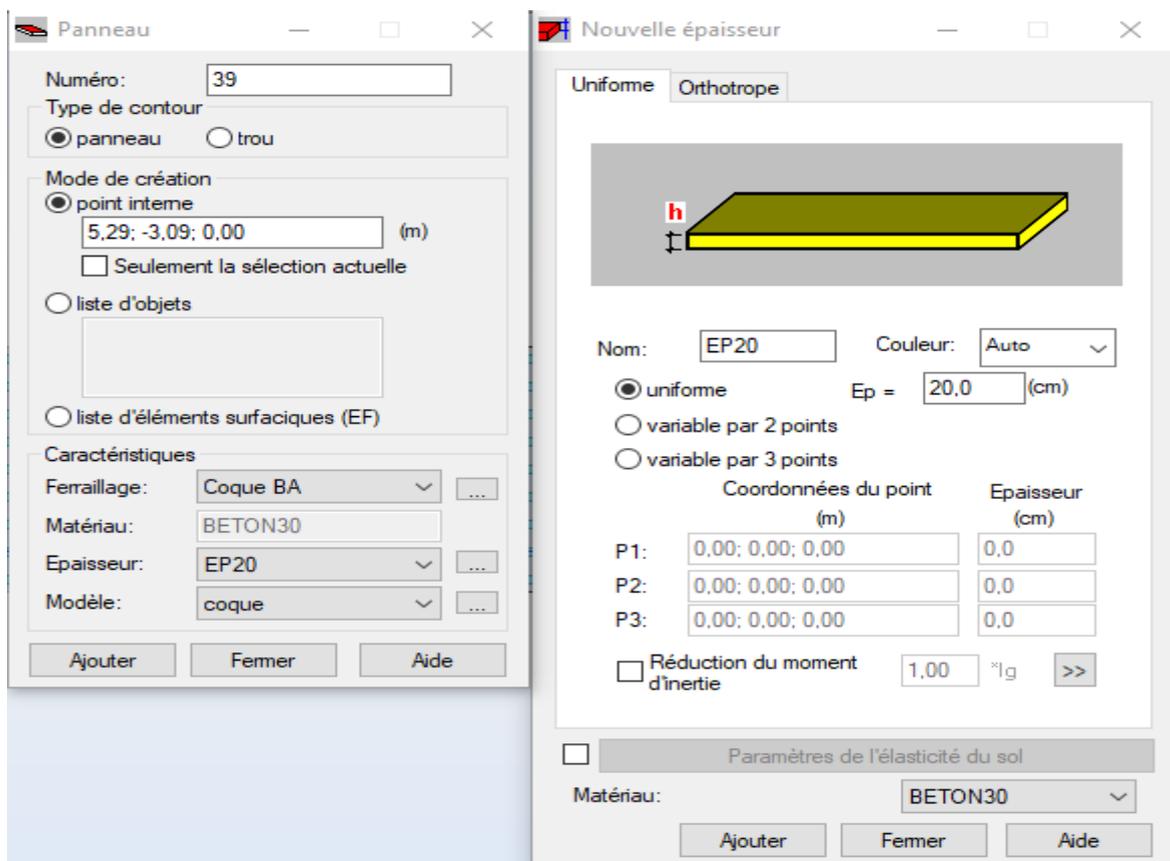


Figure 5. Choix de la dalle

### 3.2 Définition de différents cas de charge :

#### 3.2.1 Charges permanentes :

Charge	Valeur
Corniches	0.225 T/m
Trottoir	0,517 T/m <sup>2</sup>
Gardes corps	0.1 T/ml
revêtement	0.176 T/m <sup>2</sup>

Tableau .: Charges permanentes

#### 3.2.2 Système de charge A(L) 02 voies chargées

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26 + 12} = 1177,37 \text{ kg/m}^2 = 1,177 \text{ t/m}^2$$

$A(L) = 1,059 \text{ t/m}^2$  Pour deux voies (pont 2<sup>ème</sup> classe).

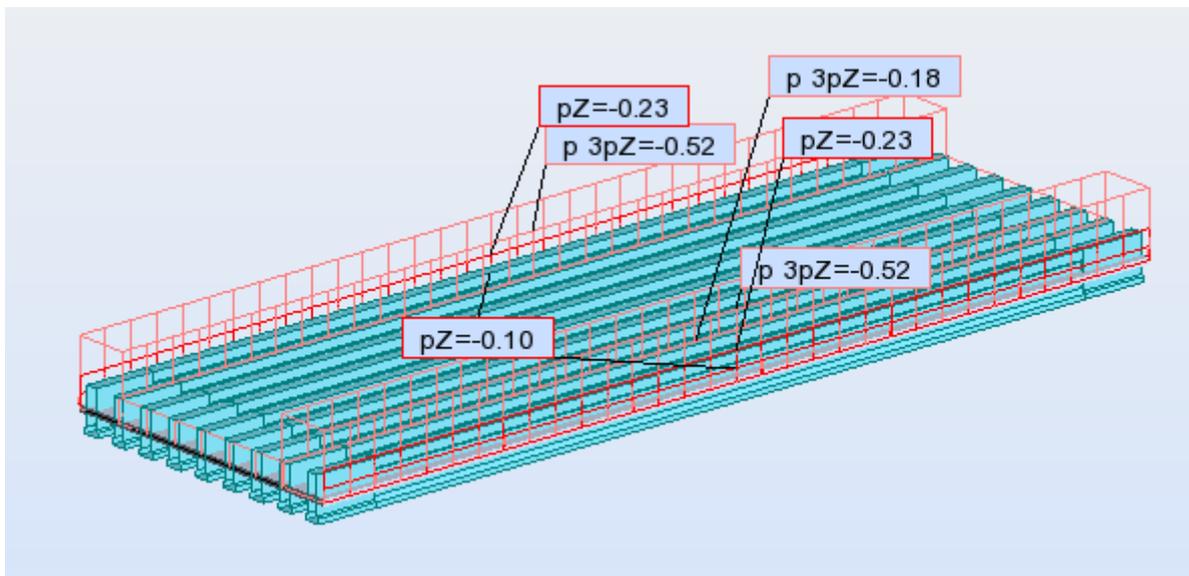


Figure. 6 : les charge permanentes

#### 3.2.3 Surcharge sur trottoirs :

$Q = 0,15 \text{ t/m}^2$

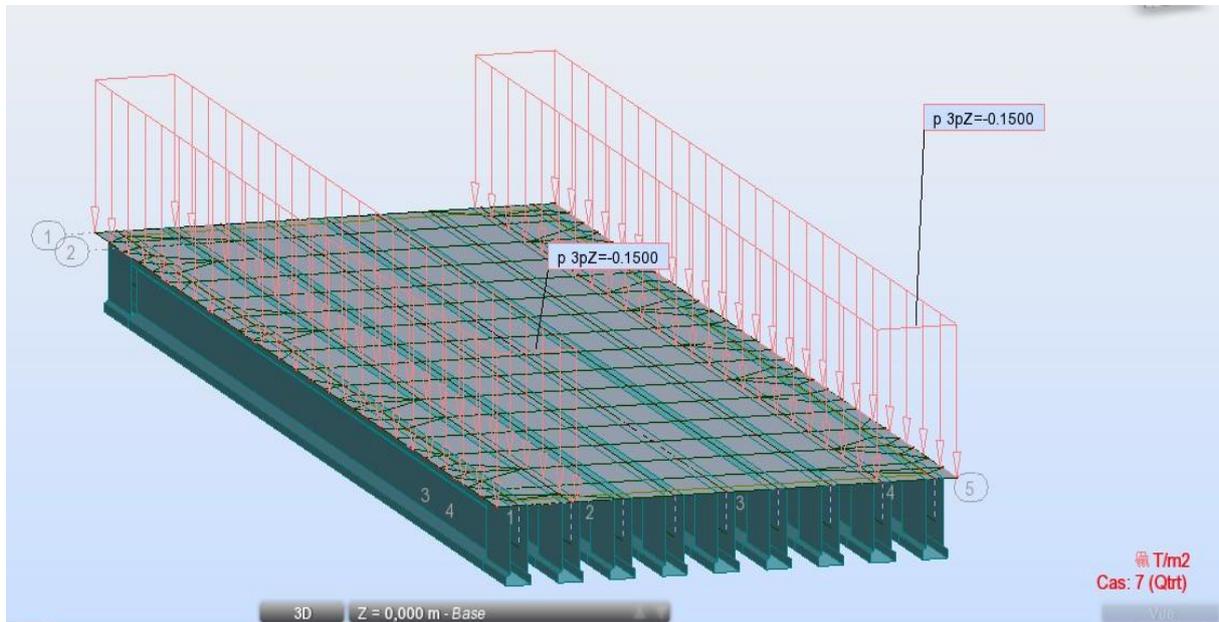


Figure.7 : Surcharge sur trottoirs.

3.2.3 Système Bc 02 voies chargées :

Charges roulantes

Sélection du convoi  
 Norme (catalogue)  
 Nom du convoi: bc 2v  
 Nouveau Supprimer  
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge	F	X	S		
1	force concentrée	F=6,58	X=0	S=0,5		
2	force concentrée	F=6,58	X=1,5	S=0,5		
3	force concentrée	F=3,29	X=6	S=0		
4	force concentrée	F=6,58	X=10,5	S=0,5		
5	force concentrée	F=6,58	X=12	S=0,5		

Dimensions du convoi  
 b= 4,50 d1= 0 d2= 0

Unités  
 longueur - (m) force - (T)  
 Ajouter Fermer Aide

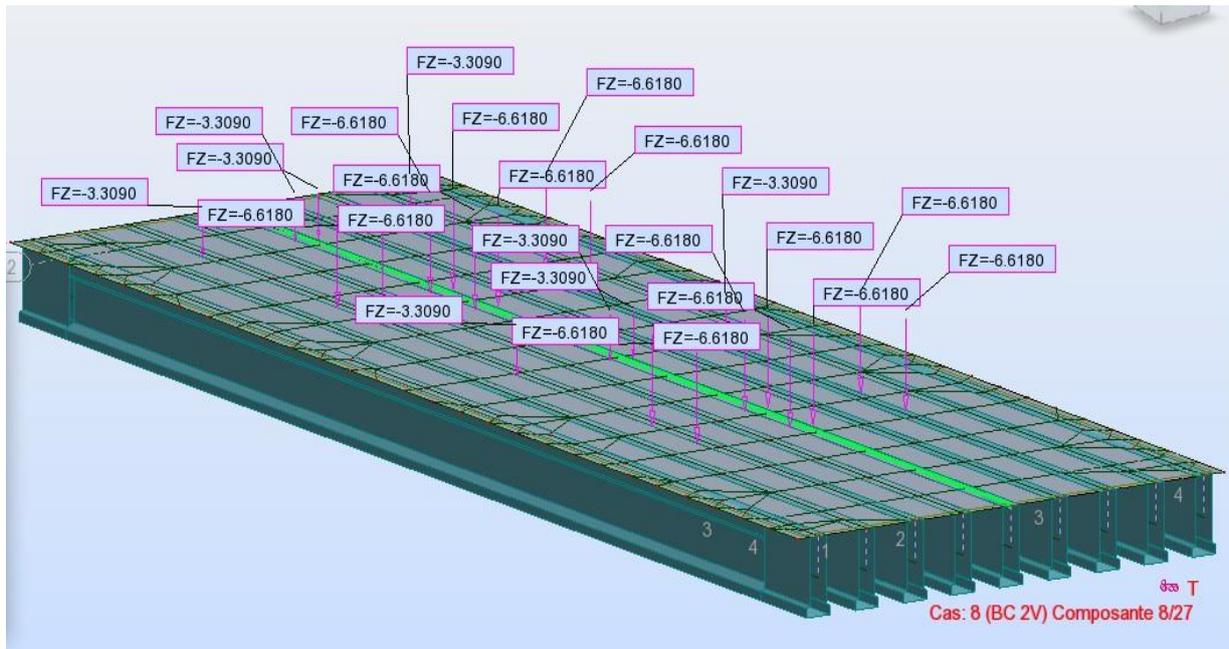


Figure.8 : Sous système Bt 02 vc.

3.2.4 Sous système Bt 02 voies chargées:

Charges roulantes

Sélection du convoi  
 Norme (catalogue)  
 Nom du convoi: BT 2vc  
 Nouveau Supprimer  
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

Type de charge				
1	force concentrée	F=8,64	X=0	S=1
2	force concentrée	F=8,64	X=0	S=5
3	force concentrée	F=8,64	X=1,35	S=1
4	force concentrée	F=8,64	X=1,35	S=5
*				

Dimensions du convoi  
 b= 5 d1= 0 d2= 0

Unités  
 longueur - (m) force - (T)

Ajouter Fermer Aide

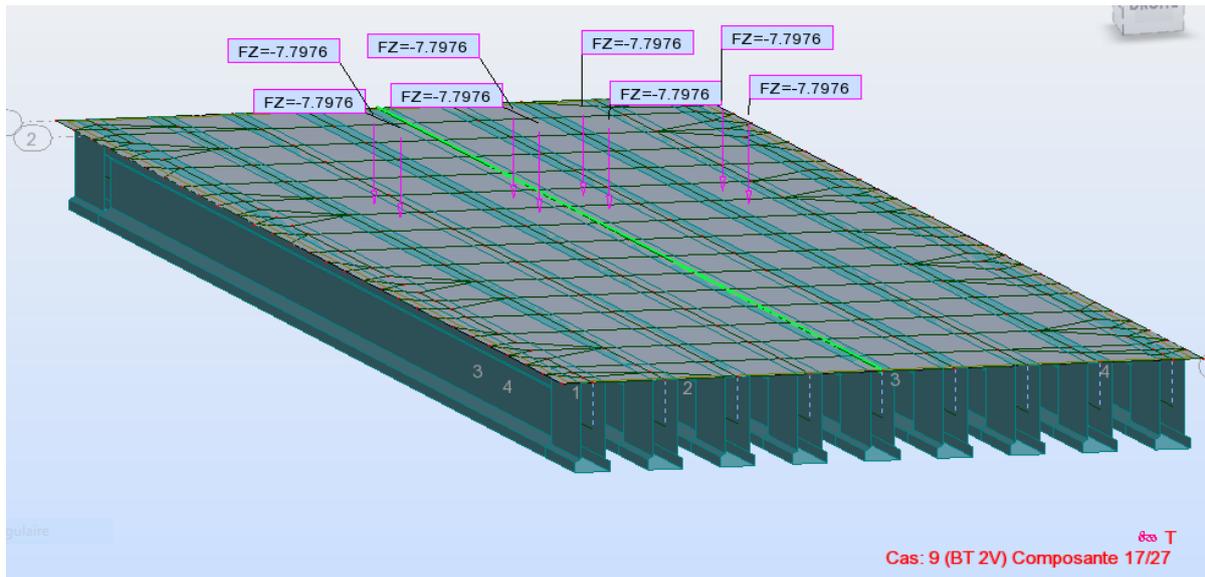


Figure.9 : Sous système Bt 02 vc.

3.2.5 Système militaire Mc120 :

La charge par chaque chenille est :  $P \times \delta = (55 / 6,1) = 9,9130 \text{ t/m}^2$

Charges roulantes

Sélection du convoi  
 Nome (catalogue)  
 Nom du convoi  
 MC120  
 Nouveau Supprimer  
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques		Convois arbitraires				
	Type de charge	P	X	S	DX	DY
1	surfacique uniforme	P=9,9	X=0	S=4,3	DX=6,1	DY=1
*						

Dimensions du convoi  
 b= 5,3 d1= 0 d2= 0

Unités  
 longueur - (m) force - (T)  
 Ajouter Fermer Aide

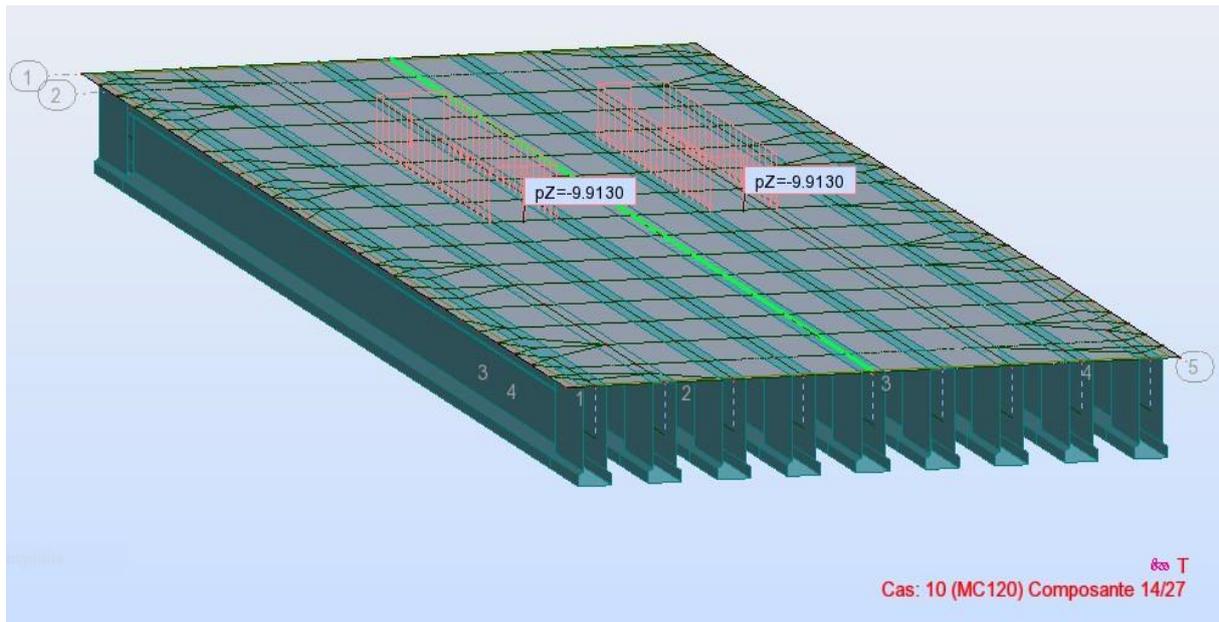


Figure.10 : Système militaire Mc120.

**3.3 Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels :**

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BPEL.

**3.3.1 Les combinaisons d’action :**

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$
II	$1,35G + 1,35\text{Mc120},$	$G + \text{Mc120}$

Tableau. 2 : Les combinaisons d’action

**3.3.2 Les valeurs extrêmes du moment :**

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0,25 L	0,5 L
Poutres n°1	ELU :, $35G + 1,35\text{MC120}$	272,42	339,76
	ELS : $G + \text{MC120}$	201.79	251,67

Tableau .3 : Les valeurs extrêmes du moment

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONNET		ROBOT	
Poutre n°1	1,35G+1,35MC120 G+MC120	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		254,868	340,133	272,42	339,76
		188,791	251,95	201,79	251,67

*Tableau. 4 : Comparaison entre les moments*

#### 4 Discussion des résultats :

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de **GUYON MASSONNET** et ceux obtenus par le logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence entre les deux méthodes. Ce qui nous permet d'utiliser le logiciel pour la modélisation.

## 1 Introduction :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte.

## 2 Les procédés de la précontrainte :

Ces différents procédés peuvent se classés en deux principales catégories :

### 2.1 Précontrainte par pré-tension :

La précontrainte par pré-tension, est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

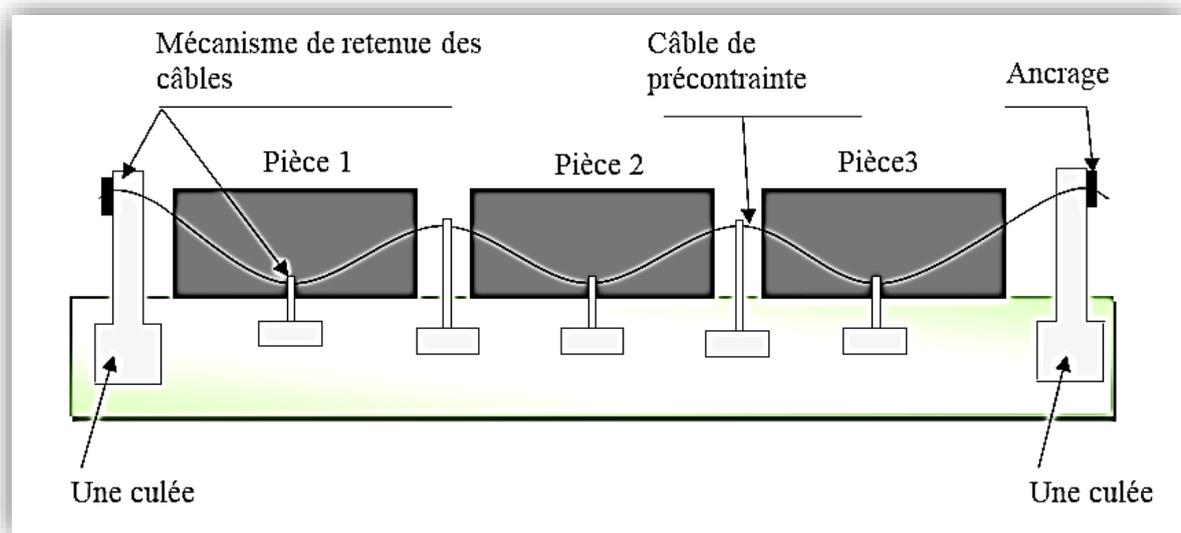


Figure.1 : Précontrainte par pré-tension

## 2.2 Précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour s'appuyer lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

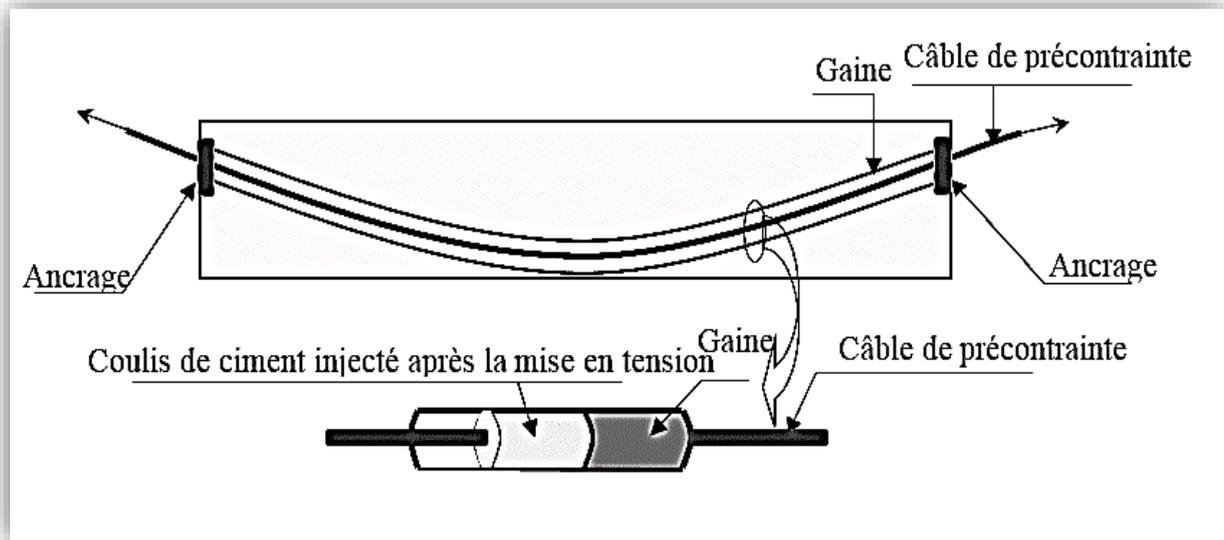


Figure.2 : Précontrainte par pos-tension

## 3 Dimensionnement de la précontrainte :

### 3.1 Caractéristique géométrique de la poutre :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre la plus sollicitée avec hourdis (section nette) à mi travée :

Section	B(cm <sup>2</sup> )	IG (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	C'=I/B.V(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	3270	6420924,33	67,36	62,64	29,15	46	130
Poutre + dalle	5190	13724541,07	58,74	91,26	45,02	49	150

Tableau .1: Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée

#### 3.1.1 L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend } d = 6,5 \text{ cm}$$

#### 3.1.2 Les contraintes limites :

La résistance caractéristique du béton à 28 jours égale à :  $f_{C28} = 35 \text{ MPa}$

La contrainte limite de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{C28} = 21 \text{ MPa}$$

Les contraintes de traction admissible du béton sont :

❖ Dans la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -2,7 \text{ MPa}$$

❖ Hors la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

En construction (à 14 jours) :

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 17,949 \text{ MPa}$$

❖ Hors de la zone d'enrobage:

$$\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t14} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -3,592 \text{ MPa}$$

❖ Dans la section d'enrobage:

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = -2,39 \text{ MPa}$$

### 3.2 L'effort de précontraint minimum :

L'effort de précontraint minimum est la valeur max entre  $P_1$  et  $P_2$  avec :

- $P_1$ : Précontrainte maximale en section sous critique.
- $P_2$ : Précontrainte maximale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}) + M_{\max}}{\rho \cdot V + V' - d} \end{cases} \text{ Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\max} = 251,95 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 180,83 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \Delta M = 71,12 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} P_1 = -43,368 \text{ t} \\ P_2 = 162,800 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors: } P_{\min} = 162,800 \text{ t}$$

### 3.3 Calcul du nombre des câbles :

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0,7 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = P_{\min} / 0,7 = 162,800 / 0,7 = 232,571 \text{ t}$$

$$P_0 = 232,571 \text{ t}$$

#### 3.3.1 Caractéristiques des câbles :

On choisit comme armature de précontrainte des câbles **7T15** ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ Câble de type FREYSSINET.

- ✓ Toron T12,4 les torons de classe 1860-TBR.
- ✓ La section du câble :  $A_p = 93 \text{ mm}^2$
- ✓ Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- ✓ Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- ✓ Recul d'ancrage :  $g = 1 \text{ mm}$
- ✓ Relaxation à 1000 heures :  $\rho = 2.5\%$
- ✓ Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$

### 3.3.2 La force du précontraint par câble :

$$\sigma_{p0} = \min ( 0,85f_{prg} ; 0,95f_{peg} ).$$

$$\sigma_{p0} = 1560,85 \text{ MPa.}$$

$$P_0 = n. A_p. \sigma_{p0} \Rightarrow n = P_0 / (A_p \times \sigma_{p0}) = (232,571 \times 10^4) / (93 \times 1560,85) = \mathbf{16,02 \text{ t}} \Rightarrow n \geq 20$$

On adopte en 1<sup>ère</sup> temps **20T12.4**, et après calcul des pertes et les vérifications exactes, on a trouvé des conditions qui ne sont pas vérifiées une nouvelle adaptation :

On prend : **25 T12.4**.

On adopte : **25toronsT12.4** ce qui donne :  $P = 25(93 \times 1560,85. 10^{-4}) = \mathbf{362, 897 \text{ t}}$

### 3.4 Vérification des contraintes à la mise en tension :

La mise en tension sera faite au 14<sup>ème</sup> jours, on prend juste la section nette de la poutre seule soumise à la précontrainte est comme charge son poids propre.

#### 3.4.1 En construction (section sans hourdis) :

A/ Les contraintes limites d'après BPEL :

$$\begin{cases} f_{c14} = \mathbf{29, 915 \text{ MPa}} \\ f_{t14} = \mathbf{2, 39 \text{ MPa}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \mathbf{17,95 \text{ MPa}} \\ \bar{\sigma}_{ts} = \mathbf{- 3, 58 \text{ MPa}} \end{cases}$$

Dans cette phase les pertes de précontrainte sont estimées à 6% c'est-à-dire on utilise 0.94P dans les calculs.

$$P_1 = 0.94 P = 0,94 \times 362,897 = \mathbf{341, 123 \text{ t}}$$

- **En fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + 0,94. P. \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right)$$

$$M_{\min} = \frac{P_p \cdot l^2}{8} = 74,11 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(62,64 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -56,14 \text{ cm}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = -1,88 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -3,58 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

- **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\min} \cdot V'}{I} + 0,94 \cdot P \left( \frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 21,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17,95 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C N V})$$

On propose comme solution de faire la mise en tension en deux familles, l'une avant le coulage de la dalle et l'autre après le coulage de la dalle.

### 3.4.2 En exploitation (Section avec hourdis):

Dans cette phase les pertes de précontrainte sont estimées à 30% c'est-à-dire on utilise 0.7P dans les calculs.

- **En fibre supérieure:**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\max} \cdot V}{I} + 0,7 \cdot P \cdot \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right)$$

$$M_{\max} = 251,95 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(91,26 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -84,76 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 6,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_M = 21 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

- **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\max} \cdot V'}{I} + 0,7 \cdot P \left( \frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2,46 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_m = -2,7 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C V})$$

### 3.5 Disposition constructive des câbles :

Le **BPEL** indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivante :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à:

$$D \geq 3.d$$

Avec :

$$d = 1.25 \text{ cm}, A_p = 93 \text{ mm}^2 \text{ a } 8 \text{ fils standards.}$$

$$D \geq 3.d = 3 \times 1.25 = 3,75 \text{ cm.}$$

On adopte :  $D= 4,5 \text{ cm}$ .

- Distance de l'axe de ces armature aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieur à :  
 $D \geq 2,5$ .  $d = 2,5 \times 1,25 = 3,125 \text{ cm}$ ,

On prend :  $D'= 6,5 \text{ cm}$ .

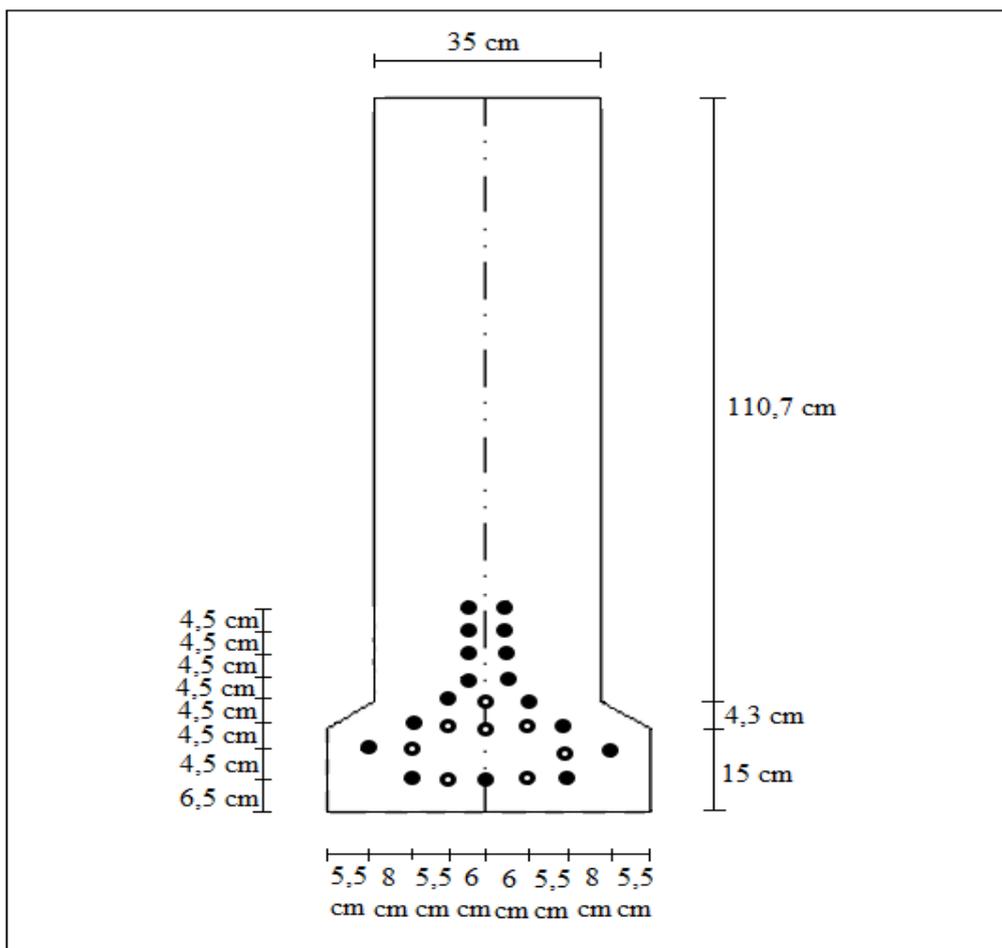


Figure 3 : Disposition des torons(section d'about)

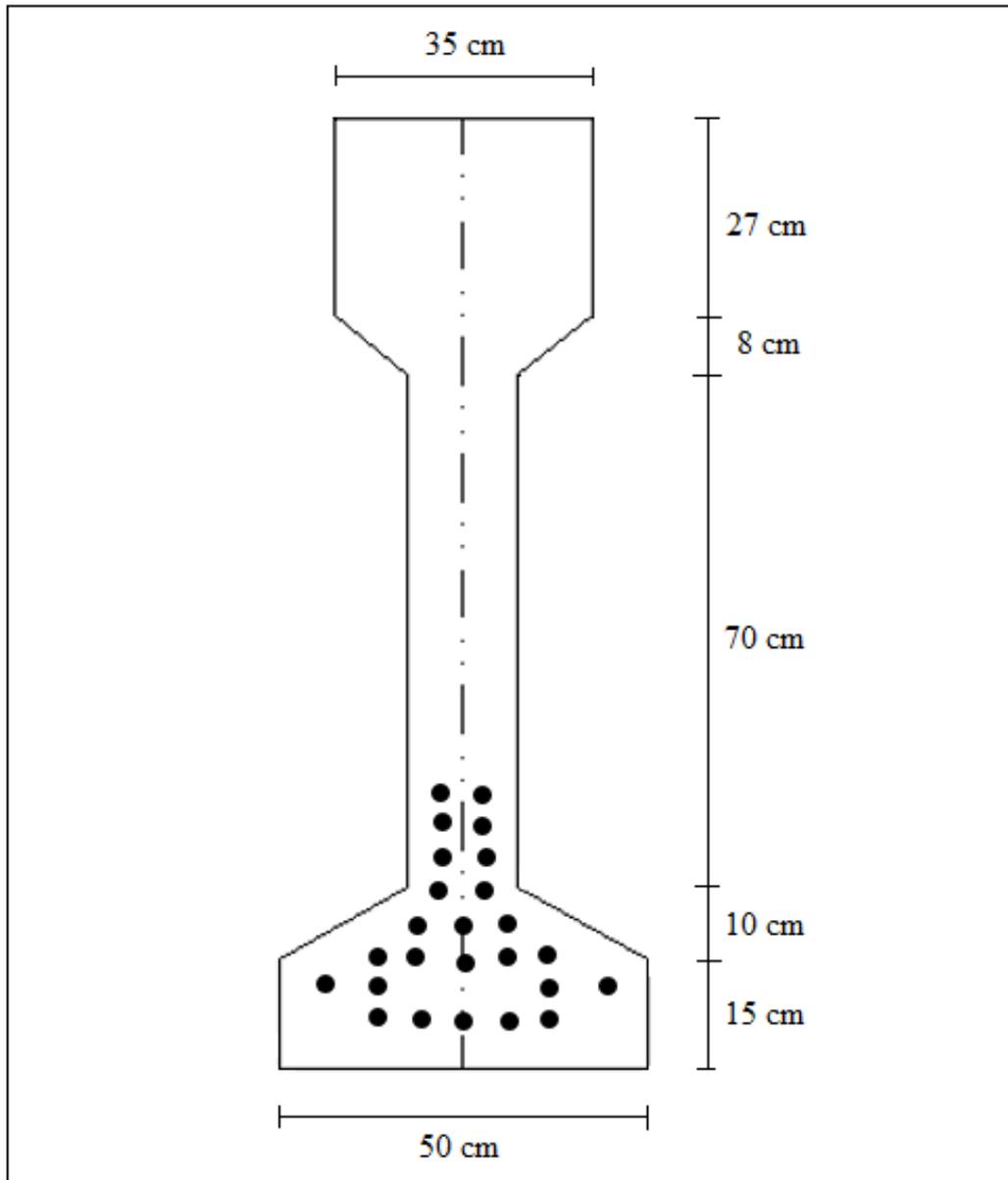


Figure .4 : Disposition des torons(section médiane)

### 3.6 Caractéristiques des sections (intermédiaire et d'about) :

#### 3.6.1 Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis :

Nombre des câbles	5	4	5	3	2	2	2	2	25
Distance/R base (cm)	5 × 6,5	4 × 11	5 × 15,5	3×20	2 ×24,5	2× 29	2 × 33,5	2× 38	464

$$V' = \sum (A_i \times Y_{Gi}) / A_i = [464 A_i / 25 \cdot A_i] = 18,56 \text{ cm}$$

<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>23,25</b>
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>45499,049</b>
<b>V (cm)</b>	<b>111,44</b>
<b>V' (cm)</b>	<b>18,56</b>
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>/</b>
<b>ρ%</b>	<b>/</b>
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>2590,98</b>

➤ **Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sanshourdis :**

<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3246,75</b>
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>6375425,181</b>
<b>V (cm)</b>	<b>67,044</b>
<b>V' (cm)</b>	<b>62,956</b>
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>44,31</b>
<b>ρ%</b>	<b>46</b>
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>204401</b>

	<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>v (cm)</b>	<b>v' (cm)</b>	<b>S/Δ nette (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>ρ (%)</b>	<b>h (cm)</b>
Brute	3270	6420924,230	67,360	62,640	220267,5	46	130
Câbles	23,25	45499,048	111,44	18,560	2590,98	/	/
Nette	3246,75	6375425,181	67,044	62,956	217676,52	44,74	130
Homogène	3369,51	6615660,154	68,662	61,338	231356,894	46,61	130

**Tableau.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis.**

Avec :

$$S_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{\nu_j}, \quad n = \frac{190000}{11000} = 5,28$$

$$B_h = 3246,75 + 23,25 \times 5,28 = 3369,51 \text{cm}^2$$

$$I_{Gh} = 6375425,181 + 45499,048 \times 5,28 = 6615660,154 \text{cm}^4$$

$$S/\Delta_h = 217676,52 + 2590,98 \times 5,28 = 231356,894 \text{cm}^3$$

### 3.6.2 Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis :

- Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis :

<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>23,25</b>
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>128413,646</b>
<b>V (cm)</b>	<b>131,44</b>
<b>V' (cm)</b>	<b>18,56</b>
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	/
<b>ρ%</b>	/
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>3055,98</b>

	<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>v (cm)</b>	<b>v' (cm)</b>	<b>S/Δ<sub>nette</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>ρ(%)</b>	<b>h (cm)</b>
Brute	5190	13724541,07	58,74	91,26	304867,5	49,61	150
Câbles	23,25	128413,646	131,44	18,56	3055,98	/	/
Nette	5166,75	13601109,63	58,414	91,586	301811,52	50,54	150
Homogène	5289,51	14279133,68	60,109	89,891	317947,094	49,96	150

**Tableau.3 : Les caractéristiques géométrique de la section intermédiaire homogène avec hourdis.**

### 3.6.3 Caractéristiques de la section d'about sans hourdis :

- Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis :

<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>23,25</b>
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>44052,128</b>
<b>V (cm)</b>	<b>111,44</b>
<b>V' (cm)</b>	<b>18,56</b>
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	/
<b>ρ%</b>	/
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>2590,98</b>

	<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>v (cm)</b>	<b>v' (cm)</b>	<b>S/Δ<sub>nette</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>ρ(%)</b>	<b>h (cm)</b>
Brute	4807,25	7188384,79	68,98	61,98	326975,03	35,46	130
Câbles	23,25	44052,128	111,44	18,56	2590,98	/	/
Nette	4784	7144332,623	67,806	62,194	324384,1	35,41	130
Homogène	4906,76	7376927,859	68,898	61,102	338064,4744	35,71	130

**Tableau.4 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis.**

#### 3.6.4 Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis :

- Caractéristique des câbles de la section d'about avec hourdis :

<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>23,25</b>
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>100674,269</b>
<b>V (cm)</b>	<b>131,44</b>
<b>V' (cm)</b>	<b>18,56</b>
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	/
<b>ρ%</b>	/
<b>S(Δ) (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>3055,98</b>

	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	S/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>3</sup> )	ρ(%)	h (cm)
Brute	6727,25	15603405,47	65,75	84,25	442320,03	41,87	150
Câbles	23,25	100674,269	131,44	18,56	3055,98	/	/
Nette	6704	15502731,2	65,52	84,48	439264,1	41,78	150
Homogène	6826,76	16034291,3	66,708	83,292	455399,674	42,27	150

**Tableau.5 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.**

❖ **Caractéristiques des sections :**

**1- section a mi travée :**

✚ Tous les torons sont actifs.

$$A_p = 23,25 \text{ cm}^2$$

✚ Avec l'emplacement des torons, il y a une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_{p0} = v_{\text{cable}} - v_{\text{homogène}}$$

✚ Pour la section sans hourdis

$$e_{p0} = 42,778 \text{ cm.}$$

✚ Pour la section avec hourdis

$$e_{p0} = 71,331 \text{ cm.}$$

**2-section d'about :**

✚ Dix torons sont actifs :

$$A_p = 9,3 \text{ cm}^2.$$

✚ Pour la section sans hourdis :

$$e_{p0} = 42,542 \text{ cm.}$$

✚ pour la section avec hourdis:

$$e_{p0} = 64,732 \text{ cm.}$$

➤ **Le noyau central :**

Le noyau central est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans qu'il soit de traction dans la section considérée.

$C' \leq e_c \leq C$  Avec:

$$C' = [ I / ( B.V ) ] = [ 6420924,33 / ( 3270 \times 67,36 ) ] = 29,151 \text{ cm.}$$

$$C = [ I / ( B.V' ) ] = [ 6420924,33 / ( 3270 \times 62,64 ) ] = 31,347 \text{ cm.}$$

➤ **Le noyau limite :**

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contraintes limites,  $\sigma_m$ ,  $\sigma_M$ , soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} + \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{+2,39 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ - \left[ \frac{17,949 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{17,949 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ \left[ \frac{-2,39 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left( \begin{array}{l} -22,87 \text{ cm} \\ -19,35 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left( \begin{array}{l} 18,00 \\ 24,60 \end{array} \right)$$

$$-22,87 \leq e_c \leq 18,00$$

#### 4 Pertes de la précontrainte :

La perte de la précontrainte est toute déférence entre la force exercé par le vérin lorsque la mise en tension est la force qui 'exerce ont un point donner d'un armateur à une époque donner. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins rendements de l'acier et on résulte, mais encore parce qu'elle conduisant à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

##### A) Les pertes instantanées:

- Par frottement sur le banc sont généralement faible  $\Delta\sigma_f$ ,
- Par thermique (l'effet de température);
- Par glissement à l'ancrage  $\Delta\sigma_g$ ;
- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention  $\Delta b_i$ ;

##### B ) Les pertes différées:

- Par retrait  $\Delta\sigma_r$ ;
- du fluage  $\Delta\sigma_f$ ;
- à la relaxation  $\Delta\sigma_\xi$ ;

#### 4.1 Calcul des pertes:

##### 4.1.1 À la section intermédiaire $X = 0,5L$ :

###### A. Les pertes instantanées:

###### A.1. Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$ :

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = (1/100) \times \sigma_0 = (1/100) \times 1560,85 = 15,6085 .$$

$$\Delta\sigma_f = 1\% .$$

###### A.2 Les pertes thermiques:

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée à la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_p \times \alpha_b \times (\theta_{\max} - \theta_0) \times (1 - \lambda)$$

coefficient de la dilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \times 10^{-5}$$

$\theta$ : la températures de l'acier lors de la mise en tension.

$$\theta_{\max} = 75^\circ$$

$$\theta_0 = 22^\circ$$

$\lambda$ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \times 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = 108,756 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97 \%$$

###### A.3 Pertes par glissement d'ancrage sur le banc de prétention:

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la pré-tension, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuel de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présenté sans s'atténue sur toute la longueur du fil.

$$\Delta\sigma_g = E_p \times g/L.$$

$g$  : glissement sur banc, on fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé.  $g =$

1mm ;

$E_p$  = module de Young pour les torons T12,5 ;  $E_p$

= 190000 MPa.

$L$  = longueur totale du fil(banc de la prétenstion).

$L = 100$  m

$$\Delta\sigma_g = [(190000 \times 1) / 100000] = 1,9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12\%$$

#### A.4 Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention:

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times (\sigma_{bj} / E_{ii}) \times (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \times f_{cj} \\ 4 \times \left( \frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \times f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \times f_{cj} \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre  $f_{c28}$  avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \times e_p}{I} + \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \times \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \times A_p$$

$\sigma_{bj}$ : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$\sigma_{bj} = \left[ \frac{74,11 \times 42,778}{6615660,154} \right] \times 10^4 + \left[ \frac{1560,85 - 8,09 \cdot 10^2 \times 1560,85}{3369,51} \right] \times 1 + \left[ \frac{(42,778^2)}{1963,40} \right] \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -4,79 + 19,12 = 14,33 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 14,33 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,958 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,25 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \frac{\sigma_{bj}}{E_{ii}} = 190000 \times \frac{14,33}{34147,246} = 79,734 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 79,734 \text{ MPA.} \quad \Delta\sigma_{rac} = 5,08\%$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPa	15,6085	108,756	1,9	79,345	205,610
%	1	6,97	0,12	5,08	13,17

Tableau.6 : Les pertes instantanées à X=0,5L.

## B. Les pertes différées :

### B.1. Pertes dues aux retrais du béton :

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t)) \cdot E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

t: jours,  $r_m$ (cm)

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$p = 374,924 \text{ cm}$$

$$r_m = 8,72 \text{ cm}$$

Calcul  $\varepsilon_r$  :  $\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$ .

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$A_s$ : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0072.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0072} = 0,874.$$

$$\varepsilon_0 = 100 - 70 \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,034 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,034 \cdot 10^{-4} = 1,778 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,778 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r \cdot t_{i+1} - r \cdot t_i] \cdot t_i$$

$$t_i = 00.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + (9 \times 9,48)} = 0,330.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,778 \cdot 10^{-4} \times 1 - 0,330 = 22,634 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 22,634 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,45 \%$$

## B.2 Pertes par fluage :

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$\varepsilon_{ic1}$  : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte  $\sigma_i$ .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- ✓ Préfabrication des poutres;
- ✓ Stockage provisoire avant la mise en œuvre;
- ✓ Mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle;
- ✓ Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \text{ avec } \sigma_i < 0,5 \times f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \times (1 + K_i) \text{ avec } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}$$

$$K_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2$$

**B.2.1 Etape de préfabrication et stockage :**

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 75,22 \text{ tm.}$$

On prévoio un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$F(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t: Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$F(t) = \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28-0}}{\sqrt{28-0} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$F(t) = 0,263.$$

$$k_{ft} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)].$$

$k_s = 0,874$  qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4 .$$

$$K_c = \frac{120 - \rho_n}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

$\rho$  : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend :  $\rho_n = 70\%$

$$K_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 4,48} = 2,345.$$

$$k_c = 2,345.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t} = 1.$$

$$\Rightarrow k_{ft} = k_s \cdot k_e + k_c \cdot k \cdot t$$

$$\Rightarrow k_{ft}(t) = 0,874 \times (0,4 + 2,345 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{ft} = 2,399.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPa .}$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0} \times nA_p .$$

$$P = 1560,85 - 228,244 \times 25 \times 0,93 = 309,83 \text{ t.}$$

$$P = 309,83.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$\sigma_i$  : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{309,83}{3369,15} \cdot 100 - \frac{75,22 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4 + \frac{309,83 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100 \\ &= 9,196 - 4,864 + 8,570 = 12,902 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\sigma_i = 12,902 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,902}{35981,729} = 3,586 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{ft} \cdot f \cdot t - t_1$$

$$\varepsilon_{ft} = 3,586 \cdot 10^{-4} \times 2,399 \times 0,256 = 2,202 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ft} = 2,202 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{ft} = E_p \cdot \varepsilon_{ft}$$

$$\Delta\sigma_{ft} = 190000 \times 2,202 \cdot 10^{-4} = 41,838 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{ft} = \mathbf{41,838 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_{ft} = 2,68 \text{ \%}.$$

### B.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires :

Le moment agissant  $M_{cp} = 75,22 \text{ t. m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$F(t) = \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$F(t) = \frac{\sqrt{90-28}}{\sqrt{90-28} + 5\sqrt{9,48}} = \mathbf{0,338}.$$

$$\Delta f \cdot t - t_1 = 0,338 - 0,256 = 0,082$$

$$\Delta f \cdot t - t_1 = 0,082$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} \times n \cdot A_p.$$

$$P = 1560,85 - 269,036 \times 25 \times 0,93 = 300,347 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{300,347}{3369,51} \cdot 100 + \frac{300,347 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100 - \frac{75,22 \times 42,877}{6615660,15} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,914 + 8,307 - 4,875 = 12,346 \text{ MPa .}$$

$$\sigma_i = 12,346 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPa .}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,346}{35981,729} = 3,43 \cdot 10^{-4} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = 3,43 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f t - t_1$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 3,43 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,399 = 12,82 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{12,82 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,82 \%$$

### B.2.3 Etude de réalisation et service :

Le moment agissant  $M_M = 296,63 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à  $\infty$ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,347 = 0,653$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,653$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 282,902) \times 25 \times 0,93 = 297,123 \text{ t .}$$

$$\sigma_i = \frac{297,123}{5289,51} \cdot 100 + \frac{297,123 \times 71,331^2}{14279133,68} \cdot 100 - \frac{283,613 \times 71,331}{14279133,68} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 5,617 + 10,587 - 14,168 = 2,037$$

$$\sigma_i = 2,037 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 2,037 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPa .}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{2,037}{35981,729} = 0,566 \cdot 10^{-4} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = 0,566 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f t - t_1$$

$$= 190000 \times 0,566 \cdot 10^{-4} \times 2,399 \times 0,662 = 17,079 \text{ MPa} .$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 17,079 \text{ MPa} .$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,09\%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 41,838 + 12,81 + 17,079 = 71,727 \text{ MPa} .$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 4,60\%$$

### C. Pertes par relaxation des aciers :

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

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$ : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1355,24 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43. \quad \text{pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000} \quad \Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1355,24}{1860} - 0,43 \right) \times 1355,24 \times 2,5 = 60,706 \text{ MPa}$$

#### ➤ Pertes différées totales:

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi} = 50,588 \text{ MPa} .$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi} = 3,24 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	22,634	71,727	50,588	144,949
%	1,45	4,60	3,24	9,29

Tableau.7 : Les pertes différées à X=0,5L.

#### ❖ Pertes totales

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	205,610	144,949	350,559
%	13,17	9,28	22,45

Tableau.8 : Les pertes totales à X=0,5L.

#### 4.1.1 À la section d'aboutx=0L

##### A. Les pertes instantanées :

Se sont les pertes par frottement, par effet thermique et par glissement d'ancrage sont les mêmes

(15,6085 MPa, 108, 756 MPa, 1,9 MPa).

##### A.1. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i).$$

$$\sigma_{bj} = \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \times \left( 1 + \frac{p_i^2}{i^2} \right) \times A_p.$$

$M_g = 0$  (Sur appuis).

$\sigma_{pi}$ : Contrainte de 10 câbles.

$$\sigma_{bj} = \frac{(1560,85 - 8,09 \times 10^{-2} \times 1560,85)}{4906,76} \times \left( 1 + \frac{42,542^2}{1494,59} \right) \times 9,3 = \mathbf{6,012 \text{ MPa}}.$$

$\sigma_{bj}$ : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bj} = 6,012 \text{ MPa} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,958 \text{ MPa}.$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,246 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left( \frac{6,012}{34147,246} \right) = 33,452 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{33,452 \text{ MPa}}.$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 2,14\%$$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	33,452	159,717
%	1	6,97	0,12	2,14	10,23

**Tableau.9 : Les pertes instantanées totales à x=0,00L.**

## B. Les pertes différées :

### B.1. Pertes dues aux retrais du béton :

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t)) \cdot E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

t:jours,  $r_m$ (cm)

$$B = 4807,25 \text{ cm}^2$$

$$p = 353,7 \text{ cm}$$

$$r_m = \left(\frac{B}{p}\right) = \frac{4807,25}{353,7} = 13,591 \text{ cm}.$$

Calcule  $\varepsilon_r$  :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0.$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{23,25}{4807,25} = 0,0048.$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0048} = 0,912.$$

$$\varepsilon_0 = 100 - 70 \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 1,977 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,912 \times 1,977 \cdot 10^{-4} = 1,803 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,803 \cdot 10^{-4}.$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + (9 \times 13,591)} = 0,256.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,803 \cdot 10^{-4} \times 1 - 0,256 = 25,487 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{25,487 \text{ MPa}}.$$

$$\Delta\sigma_r = 1,63 \text{ \%}.$$

## B.2 Pertes par fluage:

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$\varepsilon_{ic1}$  : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte  $\sigma_i$ .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- ✓ Préfabrication des poutres;
- ✓ Stockage provisoire avant la mise en œuvre;
- ✓ Mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle;
- ✓ Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \text{ avec } \sigma_i < 0,5 \times f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \times (1 + K_i) \text{ avec } 0,5f_{c28} < \sigma_i < 0,66f_{c28}$$

$$K_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2 \cdot N$$

### B.2.1 Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est nul. ( $M=0$ ).

On prévoit un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$F(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$F(t) = \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28-0}}{\sqrt{28-0} + 5\sqrt{13,591}}$$

$$f(t) = 0,223.$$

$$k_{ft} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)].$$

$k_S$  : 0,912 qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0,4.$$

$$K_C = \frac{120-\rho_n}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100-\rho_n}{20+r_m}$$

$\rho$  : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend :  $\rho_n = 70\%$

$$K_C = \frac{120-70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100-70}{20+13,591} = 2,26.$$

$$k_C = 2,26.$$

$$k(t) = \frac{100}{100+t} = 1.$$

$$\Rightarrow k_{ft} = k_S \cdot k_e + k_C \cdot k \cdot t$$

$$\Rightarrow k_{ft}(t) = 0,912 \times (0,4 + 2,26 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{ft} = 2,426.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPa}.$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0} \times nA_p.$$

$$P = 1560,85 - 185,204 \times 10 \times 0,93 = 127,935 \text{ t}.$$

$$P = 127,935 \text{ t}.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{127,935}{4906,76} \cdot 100 + \frac{127,935 \times 42,542^2}{7376927,859} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 2,607 + 3,139 = 5,746 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_i = 5,746 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{5,746}{35981,729} = 1,6 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{flt} = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{flt} \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{flt} = 1,60 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,223 = 0,866 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{flt} = 0,866 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 0,866 \cdot 10^{-4} = 16,454 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{16,454 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,05 \%$$

### B.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires:

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$M = 0.$$

$$F(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{13,591}} = 0,299$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,299 - 0,223 = 0,076$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,076$$

$$P = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi} \times n \cdot A_p$$

$$P = 1560,85 - 201,658 \times 10 \times 0,93 = 126,405 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{126,405}{4906,76} \cdot 100 + \frac{126,405 \times 42,542^2}{7376927,859} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 2,576 + 3,101$$

$$\sigma_i = 5,677 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{5,677}{35981,729} = 1,578 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,578 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,578 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,076 = 5,528 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 5,528 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,35 \text{ \%}.$$

### B.2.3 Etude de réalisation et service:

Le temps varie entre 90 j à  $\infty$ .

$$F(t) = 1.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,299 = 0,701$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,701$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I}$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p \times n \cdot A_p$$

$$P = 1560,85 - 207,186 \times 10 \times 0,93 = 125,891 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{125,891}{6826,76} \cdot 100 + \frac{125,891 \times 64,732^2}{16034291,3} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 1,844 + 3,290 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = 5,134 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = 5,134 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{5,134}{35981,729} = 1,427 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,427 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,427 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,701 = 46,109 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 46,109 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,95 \text{ \%}.$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 16,454 + 5,528 + 46,109 = 68,091 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 68,091 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 4,36 \text{ \%}.$$

### C. Pertes par relaxation des aciers :

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

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot P_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$ : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_p$$

$$\sigma_{pi} = 1401,133 \text{ MPa.}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa.}$$

$u_0 = 0,43$  pour les aciers TBR

$$\Delta\sigma_\xi = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot P_{1000}$$

$$\Delta\sigma_\xi = \frac{6}{100} \left( \frac{1401,133}{1860} - 0,43 \right) \times 1401,133 \times 2,5 = 67,947 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_\xi = 4,35 \%$$

➤ **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 56,623 \text{ MPa.}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 3,63 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	25,487	68,091	56,623	150,201
%	1,63	4,36	3,63	9,62

Tableau.10 : Les pertes différées totales à X=0,00L.

➤ **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
MPA	159,717	150,201	309,918
%	10,23	9,62	19,85

Tableau.11: Les pertes totales à X=0,00L.

#### 4.1.2 Calcul des pertes à L/4 :

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4} \times M\left(\frac{1}{2}\right).$$

**A. Les pertes instantanées:**

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'ancrage sont les même.

### A.1 Perte par raccourcissement élastique du béton lors de ladétention :

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \times (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5\right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-56,415 \times 42,778}{6615660,15} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,09 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{42,778^2}{1963,40}\right) \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -3,648 + 19,125 = 15,477 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bj} = 15,477 \text{ MPa}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$0,5 \cdot f_{c14} > \sigma_{bj} < 0,66 \cdot f_{c14} = 19,744 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{ci}} - 0,5\right)^2 = 4 \cdot \left(\frac{15,477}{29,915} - 0,5\right)^2 = 0,0012.$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \cdot \left(\frac{15,477}{34147,246}\right) \cdot (1 + 0,0012) = 86,220 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 86,220 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 5,52 \%$$

#### ➤ Totale des pertes instantanées:

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	15,6085	108,756	1,9	86,220	212,485
%	1	6,97	0,12	5,52	13,61

Tableau.12 : Les pertes instantanées totales à X=0,25L.

**B . Les pertes différées:****B.1 pertes dues aux retrais du béton:**

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot r \cdot t \cdot E_p.$$

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

t:jours,  $r_m$ (cm)

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$p = 344,92 \text{ cm}$$

$$r_m = 9,48 \text{ cm.}$$

Calcule  $\varepsilon_r$  :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0.$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0072.$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0072} = 0,874.$$

$$\varepsilon_0 = 100 - 70 \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,03 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,03 \cdot 10^{-4} = 1,774 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,774 \cdot 10^{-4}.$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + (9 \times 9,48)} = 0,330.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,774 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,330) = 22,583 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_r = 22,583 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,45 \%$$

## B.2 Pertes par fluage:

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fl}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \text{ avec } \sigma_i < 0,5 \times f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \times (1 + K_i) \text{ avec } 0,5f_{c28} < \sigma_i < 0,66f_{c28}$$

$$K_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2.$$

### B.2.1 Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 56,415 \text{ t. m.}$$

On prévoio un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$F(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$F(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,256$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k t]$$

$$k_S : 0.9$$

$$k_e = 0.4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

$\rho$ : le valeur de taux d' humidité.

Pour la zone de notre projet :  $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left( \frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,48} = 2,345$$

$$k_C = 2,345.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t} = 1.$$

$$\Rightarrow k_{fl}t = k_s \cdot k_e + k_c \cdot k t$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,345 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,426.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPa}.$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0} \times nA_p.$$

$$P = (1560,85 - 235,068) \times 25 \times 0,93 = 308,244 \text{ t}.$$

$$P = 308,244 \text{ t}.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$\sigma_i$ : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures sous la précontrainte et le poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{308,244}{3369,51} \cdot 100 - \frac{56,415 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4 + \frac{308,244 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 9,148 - 3,648 + 8,526 = 14,026 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_i = 14,026 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{14,026}{35981,729} = 3,898 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = 3,898 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,898 \cdot 10^{-4} \times 2,471 \times 0,256 = 2,466 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,466 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,466 \cdot 10^{-4} = 46,854 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 46,854 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,00 \%$$

### B.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires :

Le moment agissant  $M_{cp} = 161,725 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$F(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,338.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,338 - 0,256 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,082$$

$$P = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi} \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 281,922) \times 25 \times 0,93 = 297,351 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{297,351}{3369,51} \cdot 100 + \frac{297,351 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100 - \frac{161,725 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,825 + 8,225 - 10,457 = 6,592 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 6,592 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{6,592}{35981,729} = 1,83 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,83 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,83 \cdot 10^{-4} \times 0,082 \times 2,471 = 7,045 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 7,045 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,45 \%$$

### B.2.3 Etude de réalisation et service:

Le moment agissant  $M_M = 212,710 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à  $\infty$ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,338 = 0,662$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,662$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_i \times n A_p$$

$$P = (1560,85 - 288,967) \times 25 \times 0,93 = 295,713 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{295,713}{5289,51} \cdot 100 + \frac{295,713 \times 71,331^2}{14279133,68} \cdot 100 - \frac{212,710 \times 71,331}{14279133,68} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 5,591 + 10,537 - 10,626 = 5,502 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 5,502 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i = 5,502 \text{ MPa} < 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,502}{35981,729} = 1,529 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,529 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta \sigma_{fl} = 190000 \times 1,529 \cdot 10^{-4} \times 0,662 \times 2,471 = 47,522 \text{ MPa.}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = 47,522 \text{ MPa.}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = 3,04 \%$$

$$\Delta \sigma_{fl \text{ TOT}} = 46,854 + 7,045 + 47,522 = 101,421 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{fl \text{ TOT}} = 6,50 \%$$

### c. Pertes par relaxation des aciers:

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

$$\Delta \sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot P_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$ : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1348,005 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{prg}}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{\text{pi}} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1348,005}{1860} - 0,43 \right) \times 1348,005 \times 2,5 = 59,595 \text{ MPA.}$$

➤ **Pertes différées totales:**

$$\Delta\sigma_{\text{d}} = \Delta\sigma_{\text{ret}} + \Delta\sigma_{\text{fl}} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi} = 49,663 \text{ MPa.}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_{\xi} = 3,18 \%$$

	$\Delta\sigma_{\text{r}}$	$\Delta\sigma_{\text{fl}}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	22,583	101,421	49,663	173,667
%	1,45	6,50	3,18	11,12

**Tableau.13 : Les pertes différées à  $x=0,25L$ .**

➤ **Pertes totales :**  $\Delta\sigma_{\text{TOT}} = \Delta\sigma_{\text{d}} = \Delta\sigma_{\text{i}}$

	$\Delta\sigma_{\text{i}}$	$\Delta\sigma_{\text{d}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	212,485	173,667	386,152
%	13,61	11,12	24,73

**Tableau.14 : Les pertes totales à  $x=0,25L$ .**

$$\text{Pourcentage des pertes totales \%des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{\text{piTOTAL}}}{\sigma_{\text{p}_0}} \times 100$$

$$\sigma_{\text{p}_0} : \text{Tension à l'origine. } \sigma_{\text{p}_0} = 1560,85 \text{ MPa}$$

Section	0L	0,25L	0,5L	section	0L	0,25L	0,5L
Abscisse(m)	0	6,575	13,15	Abscisse(m)	0	6,575	13,15
$\Delta\sigma_f$	15,6085	15,6085	15,6085	$\%\Delta\sigma_f$	1	1	1
$\Delta\sigma_{\theta\max}$	108,675	108,675	108,675	$\%\Delta\sigma_{\theta\max}$	6,96	6,96	6,96
$\Delta\sigma_g$	1,9	1,9	1,9	$\%\Delta\sigma_g$	0,12	0,12	0,12
$\Delta\sigma_{rac}$	33,452	86,220	79,345	$\%\Delta\sigma_{rac}$	2,14	5,52	5,08
$\Delta\sigma_r$	25,487	22,583	22,634	$\%\Delta\sigma_r$	1,63	1,45	1,45
$\Delta\sigma_{fl}$	68,091	101,421	71,727	$\%\Delta\sigma_{fl}$	4,36	6,50	4,60
$\Delta\sigma_{\xi}$	56,623	49,663	50,508	$\%\Delta\sigma_{\xi}$	3,63	3,18	3,24
$\Delta\sigma_{total}$	309,918	386,152	350,559	$\%\Delta\sigma_{total}$	19,85	24,73	22,45

**Tableau.15 : Les pertes totales dans les différentes sections.**

## Conclusion:

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à  $x=0,25L$  (24,73% le max) ne dépasse pas celles prise en compte comme estimation des pertes à 30% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

## 4. Vérification des contraintes:

### 4.1. Pour la section intermédiaire ( $X=0,5L$ ):

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminé l'emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\begin{array}{l}
 \text{Construction} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\
 \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} <? \sigma_{\text{ci}}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Service} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\
 \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} <? \sigma_{\text{ti}}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

La force de précontrainte  $P$  est le max des deux valeurs caractéristique  $p_1$  ou  $p_2$

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de constriction** : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

### A. Phase de construction :

#### ✓ Poutre isostatique soumise à son poids propre

$$M_p = 75,22 \text{ t. m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent:

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 75,22 \times 0,3 + 75,22 = 97,786 \text{ t. m}$$

✓ **A mi travée** : sans hourdis.

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \cdot n \cdot A_p$$

$$\Delta p_0 = 47,804 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 38,243 = \mathbf{331,913 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 57,365 = \mathbf{298,275 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 315,094 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2,$$

$$V = 68,662 \text{ cm}.$$

$$V' = 61,338 \text{ cm}.$$

$$I = 6615660,15 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,778 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,850 - 14,736 + 10,149 = \mathbf{5,263 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,850 + 13,164 - 9,066 = \mathbf{13,949 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 8,852 - 13,243 + 10,149 = \mathbf{5,758 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 8,852 + 11,830 - 9,066 = \mathbf{11,616 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

**B. En service:**

- ✓ **Amitravée:** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type Mc120

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_{\text{Tota}} \cdot n \cdot A_p$$

$$\Delta p_0 = 81,505 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 65,204 = \mathbf{304,952 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 97,806 = \mathbf{257,834 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 281,393 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5289,51 \text{ cm}^2$$

$$V = 60,109 \text{ cm}$$

$$V' = 89,991 \text{ cm}$$

$$I = 14279133,68 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 71,331 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 283,613 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,765 - 9,157 + 11,939 = \mathbf{8,547 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,765 + 13,709 - 17,874 = \mathbf{1,60 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,874 - 7,742 + 11,939 = \mathbf{9,071 \text{ MPa}}$$

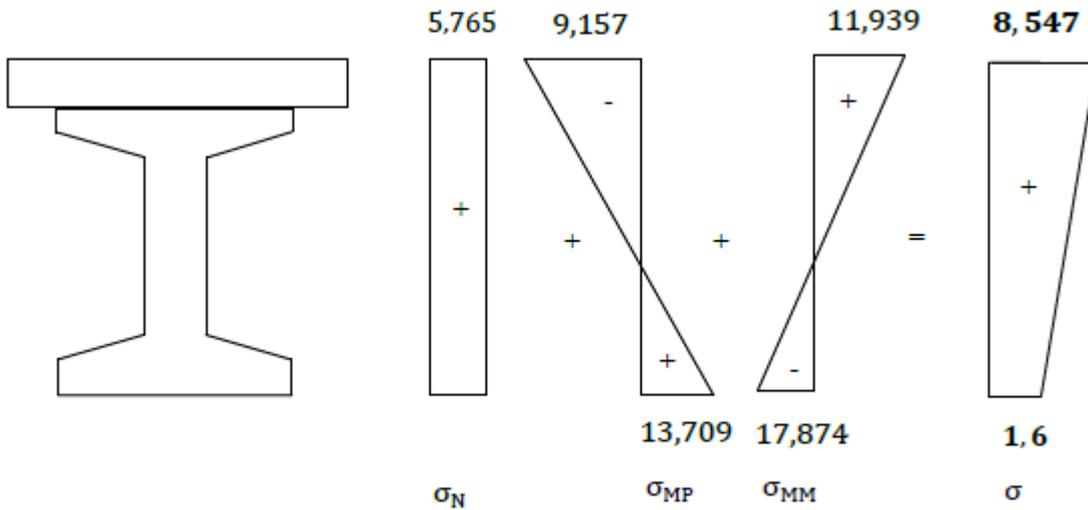
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,874 + 11,591 - 17,874 = \mathbf{-1,409 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

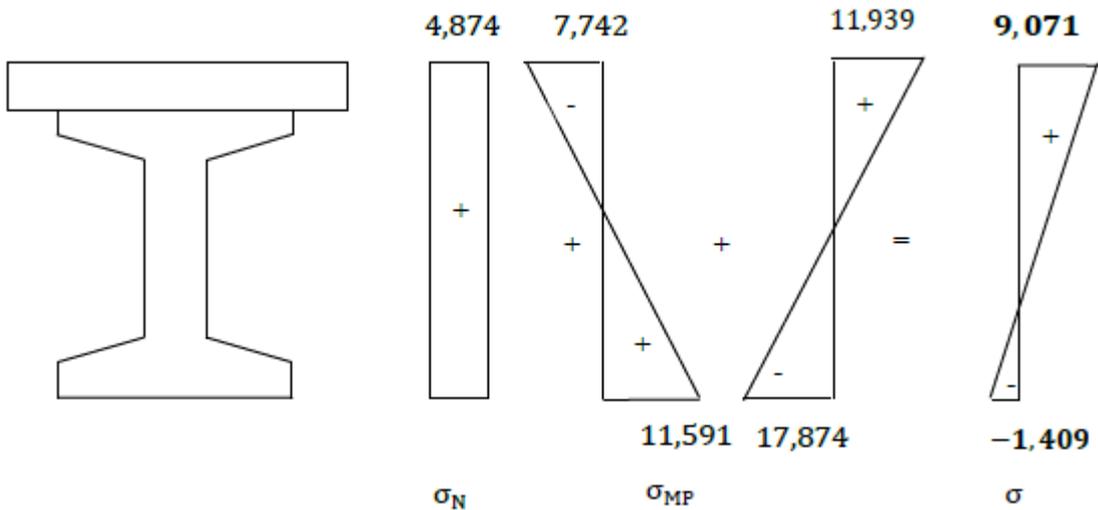
$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

- ✓ **Diagramme des contraintes pour les différents cas :**

• Pour  $p_1$ :



• Pour  $p_2$ :



4.2 Pour la section d'about ( $X=0,00L$ ):

A. En construction:

- En about : sans hourdis.

$M = 0 \text{ t.m}$

$p_0 = 145,159 \text{ t}$

$$\Delta p_0 = 14,859 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02. p_0 - 0,8. \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 11,887 = \mathbf{136,175t}$$

$$p_2 = 0,98. p_0 - 1,2\Delta. p_0$$

$$p_2 = 142,256 - 17,831 = \mathbf{124,425t}$$

$$p_{\text{moy}} = 130,30t$$

Caractéristique de la section :

$$B = 4906,76 \text{ cm}^2$$

$$V = 68,898 \text{ cm}$$

$$.V' = 61,102 \text{ cm.}$$

$$I = 7376927,859 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,542 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 2,775 - 5,418 = -2,643 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,775 + 4,798 = 7,574 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 2,536 - 4,951 = -2,415 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,536 + 4,384 = 6,920 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

### B. En service:

- **En about** : avec hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 28,822 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02. p_0 - 0,8. \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 23,058 = \mathbf{125,004 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98. p_0 - 1,2\Delta. p_0$$

$$p_2 = 142,256 - 34,586 = \mathbf{107,67 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 116,337 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 6826,76 \text{ cm}^2$$

$$.V = 66,708 \text{ cm}$$

$$.V' = 83,292 \text{ cm}$$

$$I = 16034291,3 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 64,732 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,831 - 3,366 = -1,535 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 1,831 + 4,203 = 6,034 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,582 - 2,900 = -1,322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 1,582 + 3,620 = 5,198 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

#### 4.3 Pour la section (X=0,25L):

On prend un coefficient de majoration pour le moment de poutre

$$M(x) = 56,514 \times 0,3 + 56,514 = 73,340 \text{ t. m}$$

- **A mi travée** : sans hourdis.

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 49,403 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 39,522 = \mathbf{330,634 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 59,284 = \mathbf{296,356 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 313,495 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2$$

$$, V = 68,662 \text{ cm}$$

$$V' = 61,338 \text{ cm}$$

$$I = 6615660,15 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,778 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,813 - 14,679 + 7,612 = 2,745 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,790 + 13,114 - 6,80 = 16,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 8,795 - 13,158 + 7,612 = 3,249 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 8,795 + 11,754 - 6,80 = 13,750 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

### B.Enservice:

- **A mitravée:** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type  $M_{C120}$ .

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 89,780$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 71,824 = \mathbf{298,332t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 107,736 = \mathbf{247,904t}$$

$$p_{\text{moy}} = 273,118 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5289,51$$

$$\text{cm}^2 V = 60,109$$

$$\text{cm } V' =$$

$$89,991 \text{ cm}$$

$$I = 14279133,68 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 71,331 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 212,710 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,640 - 8,958 + 8,954 = 5,636 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,640 + 13,411 - 13,406 = 5,646 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,687 - 7,444 + 8,954 = 6,197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,687 + 11,144 - 13,406 = 2,426 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots CV$$

## 5 Calcul de ferrailage passif longitudinal

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

### 5.1. Armatures longitudinales de peau

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiels et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_s = \max \begin{cases} 3 \cdot P \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ 0.1\% B \text{ cm}^2 \end{cases}$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_s = \max \begin{cases} 3 \times 344,92 \times 10^{-2} = 10,348 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 3270 = 3,27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 10,348 \text{ cm}^2$$

On adopte 14  $\emptyset$  10 avec un espacement de  $e = 16 \text{ cm}$ .

### 5.2 Armatures Dans La Zone Tendue:

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

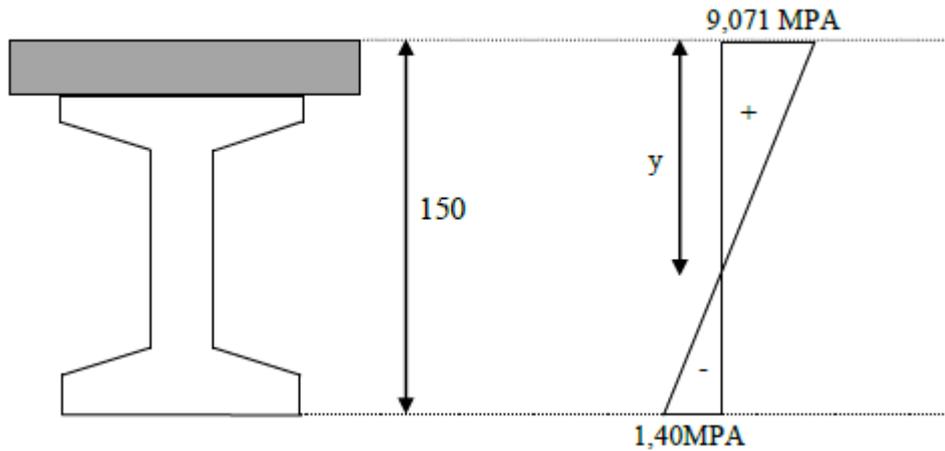
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$N_{Bt}$ : L'intensité de la résultante des efforts de traction.

$B_t$  : L'aire de la partie tendue.

$f_e$  : Limite d'élasticité des armatures utilisées.

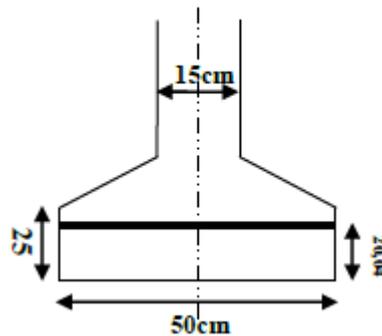
$\sigma_{bt}$ : La valeur absolue de la contrainte de traction.



$$\frac{y}{9,071} = \frac{150 - y}{1,40} \Rightarrow y = 129,96 \text{ cm}$$

La zone tendue se trouve a une distance de 20,04 cm de l'axe neutre .

$$X = 20,04 \text{ cm}, B_t = 20,04 \times 50 = 1002 \text{ cm}^2$$



$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2} = \frac{1002 \times 1,4}{2} = 0,070 \text{ MN} .$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$$A_s = \frac{1002}{1000} + \frac{0,070}{500} \times \frac{2,7}{1,40} \cdot 10^4 = 3,702 \text{ cm}^2$$

Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : **5HA10= 3,93cm<sup>2</sup>..**

## 4 Justification aux E.L.U

### 4.1. Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire

des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation  $S_u$  qu'équilibre ces contraintes.

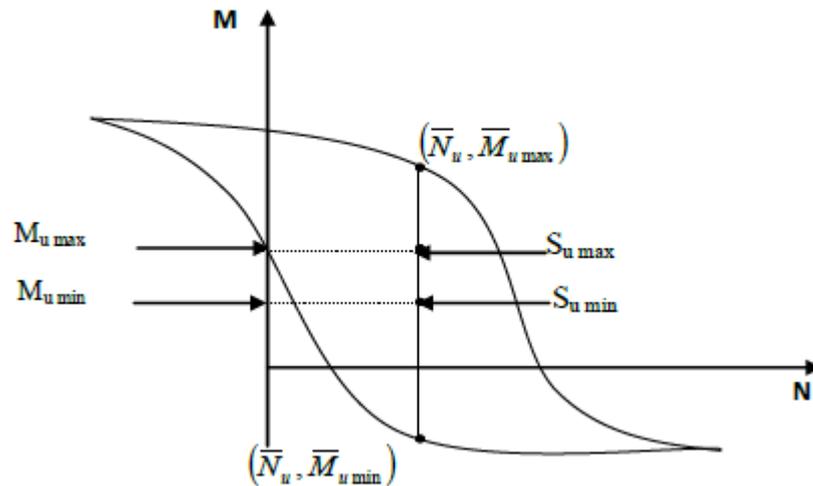


Figure.3 : Courbe d'interaction effort normale - moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes  $\mathcal{S} ( N, M )$  qui seront placées dans un repère orthonormé  $( N, M )$ , et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation  $S_U$  n'a pas atteint l'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de  $( N_U, M_U )$  est bien à l'intérieur de ce domaine.

## 6.2 Démarche à suivre:

- On fixe  $\eta < w$
- On détermine les deux moments résistants ultimes  $( M_{U_{min}}, M_{U_{max}} )$  correspondants à  $n_U$
- On procède à la justification sur le moment à  $N_U$  et on doit avoir:

$$M_{min} \leq M_U \leq M_{max}$$

Avec :  $M_{U_{max}} \leq M_{max}$  et  $M_{U_{min}} \leq M_{max}$

## 6.3 Les sollicitations à l'E.L.U:

En admettant le diagramme des contraintes suivant:

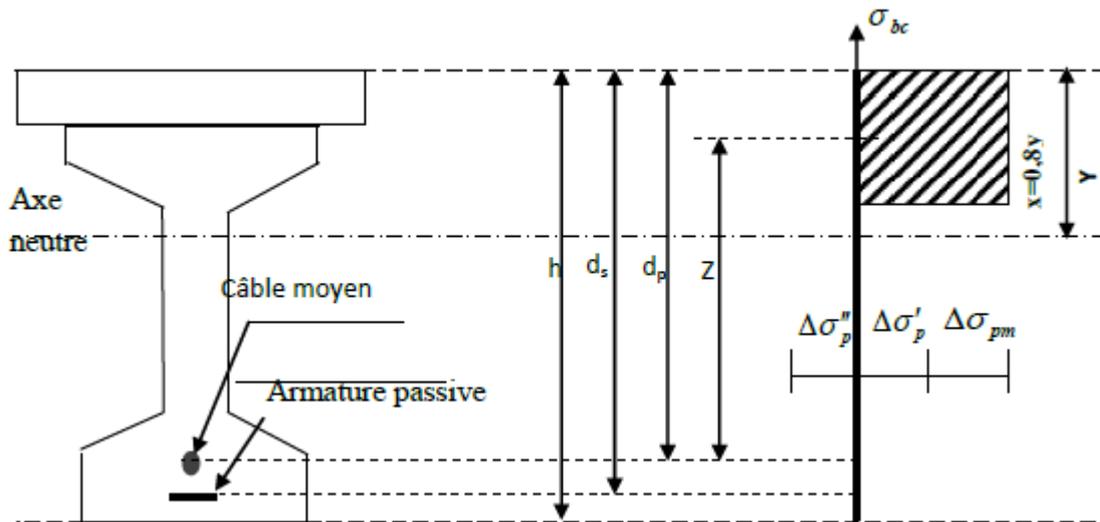


Figure.4 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec :  $\Delta\sigma_{pm}$  Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$ : 1<sup>ère</sup> complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$ : 2<sup>ème</sup> complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- les sollicitations à L'E.L.U sont:

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec  $A_p \Delta\sigma_p$ : surtention de la prétention.

$A_p \Delta\sigma_p$ : Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

### 6.4 Équations liées à l'hypothèse des sections planes :

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

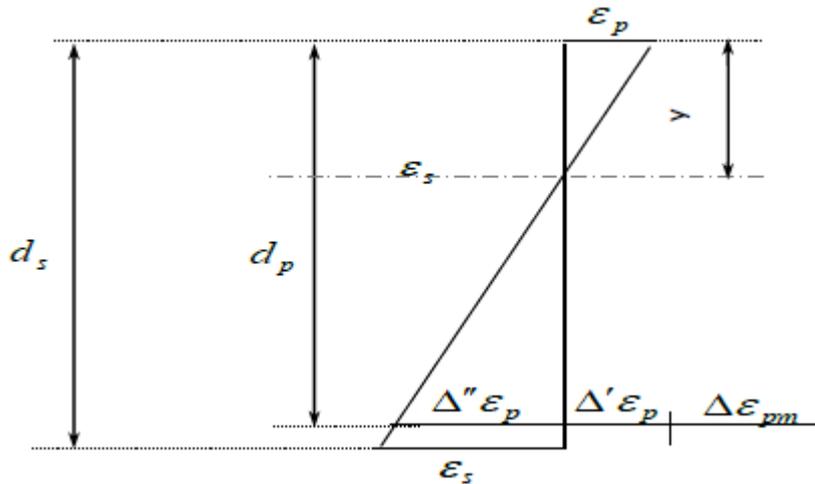
Tout en considère, que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des DOMAINES (1) OU (2), C'EST-À-DIRE PIVOT (A) OU PIVOT (B).

**6.5 Equations traduisant le comportement del'acier:**

- pour les armatures passives:

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- pour les armatures de précontrainte:



**Figure.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.**

$$\Delta \sigma_p = f \cdot \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_b + \Delta'' \varepsilon_b - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

( g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \varepsilon_b, \varepsilon_b, \varepsilon_s, M.$$

Donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10 \%$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne :  $y$

L'équation (3) donne :  $\Delta''\epsilon_p$

L'équation (5) donne ( $\sigma_s$ ).

L'équation (6) donne ( $\sigma_p$ ).

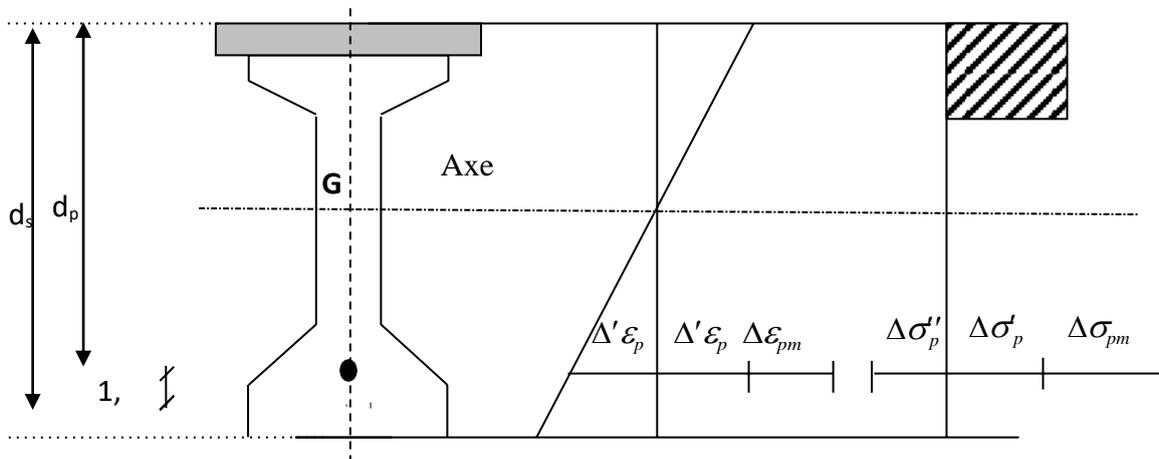
Nous avons dans (1) :  $N_{Ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s = \bar{N}_U$

☞ Si  $N_{Ul} = N_U$  : on calcule directement  $M_U$

☞ Si  $N_{Ul} > N_U$  : cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A , c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de  $\epsilon_{bc}$

☞ Si  $N_{Ul} < N_U$  : on fait une nouvelle itération mais en pivotant  $\epsilon_{bc}$  autour du pivot B jusqu'à avoir  $N_{Ul} = N_U$

➤ Application au projet : à  $x = 0.5 L$  (mi travée):



À l'ELU :  $M_{min} = 1.35 M_g$  et  $M_{max} = 1.35M_g + 1.35M_q$  (le moment max sous **Mc120**)

h (cm)	e <sub>p</sub> (cm)	d <sub>s</sub> (cm)	d <sub>p</sub> (cm)	A <sub>p</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>umin</sub> (t. m)	M <sub>umax</sub> (t. m)
150	-71,33	145	143,5	23,25	3,93	291,106	382,878

Donc :  $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 350,98) \cdot n \cdot A_p$$

$$\Rightarrow N_U = 1560,85 - 350,98 \cdot 25 \times 0,93 \cdot 10^{-4} = 2,81295 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \text{Dans (1) : } N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 23,25 \cdot \Delta\sigma_p - 3,93 \cdot \Delta\sigma_s$$

$$2812,95 = B \times 19,83 \cdot 10^3 - 23,25 \times \Delta\sigma_p - 3,93 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans 2 : } M_{\max} = B \times 19,83 \times Z + 0,393 \times (0,015) \times \sigma_s$$

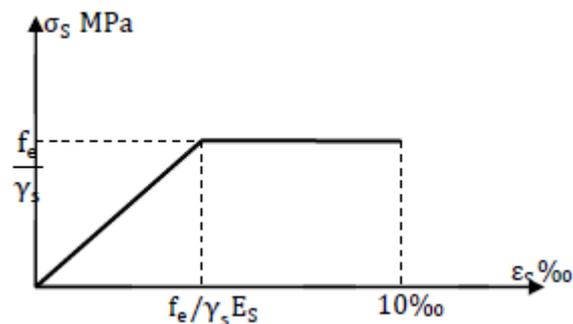
- **Équations liées le l'hypothèse des sections planes:**

$$De(3): \frac{\Delta''\varepsilon_b}{\varepsilon_b} = \frac{143,5 - y}{y} = \frac{114,8}{x} - 1$$

$$De(4): \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 145}{x} - 1 = \frac{116}{x} - 1$$

- ✓ **Équation traduisant le comportement des aciers**

- **Armatures passives (FeE50)**



$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

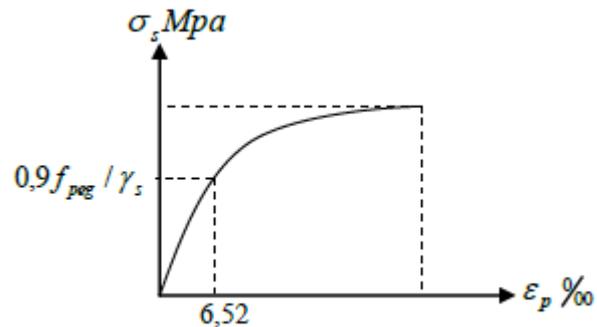
$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Armature actives (torons):**

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,82 \text{ MPa}$$



donc :  $\Delta\sigma_p = \sigma_p \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_b + \Delta''\varepsilon_b - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$

avec :  $\sigma_{pm} = \frac{\sigma_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1209,87 \text{ MPa}$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_m}{E_p} = \frac{1209,87}{190000} = 6,368 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{2812,95}{528951} \times 10^3 + ((-71,33)2812,95 \times 10^3 + 291,106 \times 10^4) \frac{-71,33}{14279133,68}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 9,93 \text{ MPa}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de  $\sigma_{pm} \text{ ‰}$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 2,613 \cdot 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$$

donc :

$$De(4): \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{145 - y}{y} \Rightarrow y = 37,59 \text{ cm}$$

$$De (04) : \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$De(3): \frac{\Delta'' \varepsilon_b}{\varepsilon_b} = \frac{143,5 - y}{y}$$

$$\Rightarrow \Delta'' \varepsilon_b = \frac{6,368 \cdot 10^{-3} (143,5 - 37,59)}{37,59} = 17,942 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta'' \varepsilon_b = 17,942 \cdot 10^{-3}$$

De 06 :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } 17,942 \cdot 10^{-3} + 0,02013 \cdot 10^{-3} + 6,368 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \cdot 6,368 \cdot 10^{-3}.$$

- Déterminations de  $\sigma_p$

$$6,368 \cdot 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{p\text{r}\acute{e}g}}{\gamma_s \cdot E_p} = 7,76 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_b$$

$$\Rightarrow \sigma_p 6,368 \cdot 10^{-3} = 1,9 \cdot 10^5 \times 6,368 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } 6,368 \cdot 10^{-3} = 1209,92 \text{ MPa.}$$

$$24,330 \cdot 10^{-3} > 6,368 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (24,330 \cdot 10^{-3}) = \varepsilon_b \cdot E_p - 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{p\text{r}\acute{e}g}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{\text{moy}} \text{ avec } y = 0,372 \text{ m}$$

$b_{\text{moy}}$ : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{\text{moy}} = \frac{0,35 + 0,96}{2} = 0,655 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,372 \times 0,655 = 0,195 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{\text{ul}} = 3,867 \text{ MN}$$

$$N_{\text{ul}} = 3,87 \text{ MN} \geq N_u = 2,813 \text{ MN}$$

### Conclusion:

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer  $N_{\text{ul}}$  de manière à avoisiner le plus possible la valeur  $N_u$  en diminuant  $\varepsilon_b$

$\varepsilon_b$	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	$N_{\text{ul}}$ (MN)	$M_{\text{max}}$ (t.m)
0,8	10,7	0,0098	0,697	237,44
1,4	17,8	0,0098	1,818	385,52
1,991	24,1	0,0099	2,813	511,59

D'après le tableau au dessus, pour  $\varepsilon_b = 1,991\%$  ,  $N_{\text{ul}} = 2,813 \text{ MN} \approx N_u$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 1,991\%$$

$$M_{\text{uMAX}} = 382,878 \text{ t.m} < M_{\text{max}} = 511,59 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

## 7. Vérification des contraintes tangentes :

- 1<sup>ère</sup> phase: en construction:

L'effort tranchant due au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{\max}(x) = 11,44 \text{ t.}$$

- La contrainte de cisaillement  $\tau$ :

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_{\tau}}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{z \cdot b_n}$$

$$Z: \text{ le bras de levier: } Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$$

$b_n$ : largeur brute dans le cas de prétention.

$\rho$ : rendement de la section.

Le tracé est rectiligne, donc il ne participe pas à la résistance à l'effort tranchants, car dans ce cas :  $t_p = -\sin x = 0$  avec :

$t_p$ : l'effort tranchant de la précontrainte.

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\rho = \frac{p}{B}$$

$$P \left\{ \begin{array}{l} p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 331,913 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{331,913}{3270} = 10,15 \text{ MPA} \\ p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 298,275 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{298,275}{3270} = 9,12 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min (\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15\right) = \mathbf{8,75 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12\right) = \mathbf{8,09 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 10,15) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15\right) = \mathbf{11,59 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 9,12) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12\right) = \mathbf{11,94 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}; \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(8,75 ; 11,59) = 8,75 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(8,09 ; 11,94) = 8,09 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < 8,75 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 8,09 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{t1}}{z \cdot b}$$

$$Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2} = \frac{130 \cdot (1 + 0,46)}{2} = 94,9 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V}{z \cdot b} = \frac{11,44 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \cdot 94 \cdot 9 \cdot 10} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,36 \text{ MPa} < \tau_1 = 8,75 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,36 \text{ MPa} < \tau_2 = 8,09 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

√2<sup>ème</sup> pha: en service:

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

- à ELS:

$$V_S = 36,92 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :  $\rho = \frac{p}{B}$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 370,156 - 65,204 = 304,952 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 355,640 - 97,806 = 257,834 \text{ t}$$

$$\sigma_{x1} = \frac{304,952}{5190} = 5,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{254,834}{5190} = 4,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot \left( 0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x \right) \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,7 \times \left( 3 + \frac{2}{3} \times 5,88 \right) = 7,47 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,7 \times \left( 3 + \frac{2}{3} \times 4,97 \right) = 6,82 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,88) \times \left( 2,7 + \frac{2}{3} \times 5,88 \right) = 15,44 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 4,97) \times \left( 2,7 + \frac{2}{3} \times 4,97 \right) = 14,87 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(7,47 ; 15,44) = 7,47 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(6,82 ; 14,87) = 6,82 \text{ MPa.}$$

$$|\tau_1| < 7,47 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 6,82 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{t1}}{z \cdot b}$$

$$Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2} = \frac{150 \cdot (1 + 0,4961)}{2} = 112,208 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V}{z \cdot b} = \frac{36,92 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \cdot 112,208 \cdot 10} = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,94 \text{ MPa} < \tau_1 = 7,47 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

$$\tau = 0,94 \text{ MPa} < \tau_2 = 6,82 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

- à l'ELU :

$$V_U = 49,84 \text{ t.}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{z \cdot b} = \frac{49,84 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \cdot 112,208} = 1,269 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 1,269 \text{ MPa} < f_{cj} \dots \dots \text{ CV}$$

### 7.1 Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section ( $A_t$ ) et leur espacement ( $S_t$ )  $S_t \leq \min$

$$1 \text{ m} ; 0,8h ; 3b_0 = \min 1 \text{ m} ; 0,8 \times 1,3 ; 3 \times 0,5 \Rightarrow S_t \leq 1 \text{ m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa.}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 50 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 6,90 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

✓ **Dans la zone médiane:**

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm<sup>2</sup>/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit;  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,0690 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0690} = \frac{2,26}{0,0690} = 32,754 \text{ cm}$$

- **Dans la zone d'appuis:**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend  $S_t = 20\text{cm}$

## 7.2 Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \left( \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot y_s} \right) \cdot \cot\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91: } \text{tg}2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{umax} = 36,92 \text{ t et } V_{red}^u = 36,92$$

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{36,92 \cdot 10^{-2}}{0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,5} = 0,615 \text{ MPa}$$

- **Angle d'inclinaison:**

$$P_U = \sigma_p - \Delta\sigma_p \cdot A_p = 1560,85 - 309,837 \times 0,93 \times 10 \times 10^{-4} = 1,163\text{MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,163 \cdot 10^4}{6826,309} = 1,704 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}(2\beta) = \frac{2 \times 0,615}{1,704} = 0,722 \text{ MPa}$$

$$\beta = 17,91^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left( \tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \frac{1,15 \cdot b_n}{f_e} \cdot \text{tg}\beta_u \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,011 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \max(0,011 ; 6,90) \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} = \frac{6,90\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

\*On choisit comme ferrailage transversal 2HA12+2HA14, Soit  $A_t = 5,338 \text{ cm}^2$ .

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{5,338}{6,9} = 0,774 \text{ cm}$$

**On prendra:**  $S_t = 50 \text{ cm}$  : comme pour la section médiane.

#### ❖ Armatures transversales supérieures :

Elles doivent être au moins à  $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , soit un cadre **HA14** tous les 25 cm.

### 7.2 Justification des bielles de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left( \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,615)^2 \leq \left( \frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,378 < 34,03$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

## 8. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières:

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont.

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontrainte.

### 8.1 Zone d'appuis:

On effectuera deux vérifications qui portent sur

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

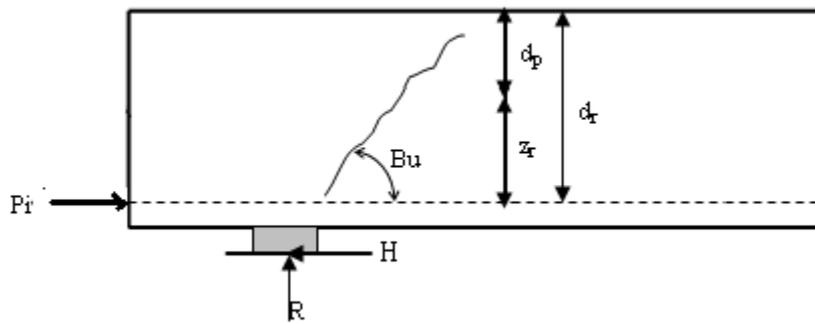
#### ✓ l'équilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction  $R$  (poids propre, charge d'exploitation) et une réaction  $H$  (freinage, effet de température.....etc.) dans le béton cet effort se compose en :

- Un effort horizontal  $H + R \cotg B_u$
- Un effort incliné  $R / \sin B$

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal par des armatures de couture.

Par des étriers la fissure qui tend à séparer la bielle du reste du béton la contrainte limite dans les armatures de couture et l'armature de précontrainte à sa valeur.



### ✓ Etapes de calcul

Le calcul consiste à chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

Effort composition à la contrainte limite.

$H_u$  : réaction horizontale à

l'ELU  $R_u$  : réaction verticale à

l'ELU  $\beta_u \leq 30^\circ$

$$R_u = 49,84t$$

#### ▪ Calcul de $P_i$

$\sigma_{pi}$  : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left( 1,2 \sigma_{pm}, \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left( 1,2 \times 1209,82 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1451,784 \text{ MPA}$$

$$p_i = 10 \times 0,93 \times 10^{-2} \times 1451,784 = 135,016t$$

#### ▪ Calcul de $H_u$

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontale  $a$  est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 453,98 = 45,398t$$

#### ▪ Recherche du niveau R

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$$\Rightarrow 135,016 - 45,398 > 78,63$$

$$89,618 > 78,63 \dots \dots CV.$$

Le niveau r est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir duquel les armatures actives ne sont pas suffisantes.

$d_p = \frac{n}{10}$ : Hauteur e la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$  : Distance de R à la fibre supérieure.

$z_r = d_r - d_p$  : Hauteur de bielle.

$$Z = 2 \frac{h}{3}$$

Si :  $z < z_r$  : La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par  $z/z_r$  et placée sur la longueur  $z_r \cotg \beta_u$

Si :  $z_r \geq z$  : La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur  $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas:**

$$d_r = 1,30 - 0,1856 = 1,1144 \text{ m}$$

$$z_r = 1,1144 - (1,3/10) = 0,9844 \text{ m}$$

$$Z = 1,30 \cdot (2/3) = 0,87 \text{ m} \Rightarrow z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_u = 0,87 \times \cotg 30^\circ = 1,51 \text{ m}$$

$$A_t = 5,338 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau, soit: 2 cadres **HA14** +2 cadres **HA12** ( $A_t=5,338 \text{ cm}^2$ ).

✓ **équilibre du coin inferieur:**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton:

$$\text{tg} \alpha \leq \text{tg} \varphi \text{ avec } \text{tg} \alpha = \frac{R \cos \theta - H \sin \theta}{R \sin \theta + H \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta)}{\text{tg} \theta \cdot \text{tg} \theta} \quad \text{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5 \theta)}{1 + 1,5 \text{tg} \theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontal  $A_l$  telle que :

$$H = A_l \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \operatorname{tg}\theta)}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta}$$

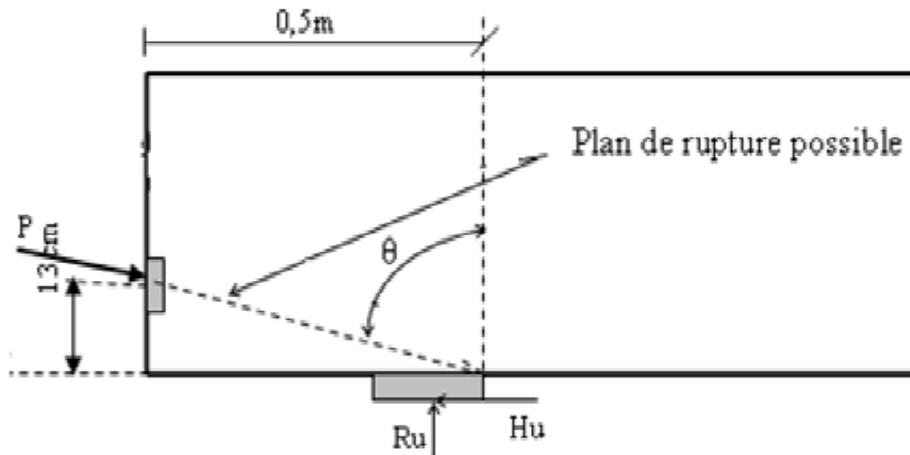


Figure.6 : Rupture du coin inférieur.

#### Remarque:

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte  $c$  à  $d$  même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4K)$$

Avec :  $0 < K < 1$ .

#### ➤ Application

$\varphi = 0$  (car les câbles est rectiligne)

$R = 45,398t$  et  $H = 78,63t$

$$78,63 > \frac{R \cdot (1,5 - \operatorname{tg}\theta)}{1 + 1,5\operatorname{tg}\theta} = 68,097 \dots \dots cv$$

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \times 453980 \times 1,15}{500} \cdot (5 - 4K) = 0,41\text{cm}^2$$

En prend :  $K = 1$

D'où :  $A_{\min} = 0,41 \text{ cm}^2$  soit à prendre une section de  $2,39 \text{ cm}^2$  (2HA12).

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

### 8.2 Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes:

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.

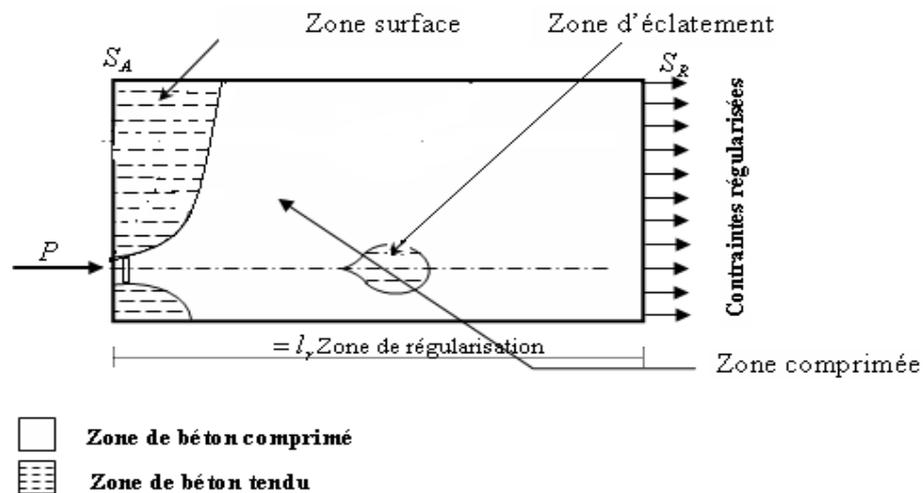


Figure : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

### Figure.7 : Zones de ruptures

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

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions  $(d \times d)$ , et dans lequel les isostatiques créent:

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

**a. Effet de la surface:**

Au voisinage de la section ( $S_A$ ), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8)$$

$F_{j0}$ : force à l'origine du câble au niveau (j)

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

✓ **Plan Horizontal :**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 10 \times 1560,85 \times 0,93 = 1451,59 \text{ KN} .$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{1451,59}{\left(\frac{2}{3}\right) \cdot 500} = 1,74 \text{ cm}^2$$

On adopte : un cadre HA12 Soit 2,26 cm<sup>2</sup>.

9. Ferrailage de la poutre:

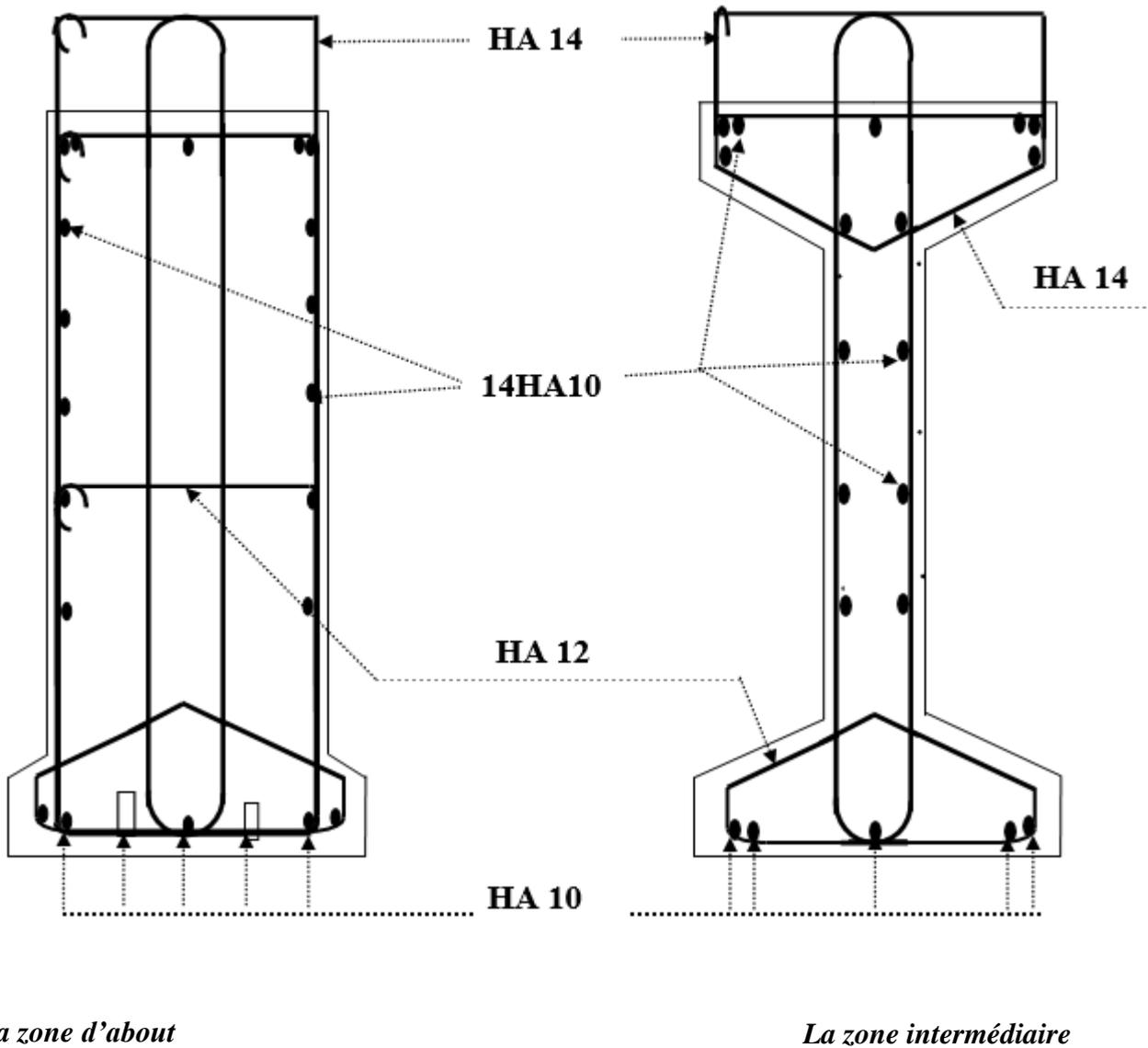


Figure.8 : Schéma de ferrailage de la poutre.

## 1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (**flexion locale**).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalle tes en mortier fibres ou en béton armé.

## 2 Etude de la flexion transversale



Figure .1: Cartographie du moment transversale

## 3 Etude de la flexion longitudinal



Figure. 2: cartographie du moment longitudinale

#### 4 Valeurs extrême des moments :

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

- ELU : (1.35G+1.35Mc120).... ROBOT
- ELS : (G+Mc120)..... ROBOT

##### 4.1 ELU :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
<b>MAX</b>	0,72	3,50	1,78
Panneau	29	29	29
Noeud	1	1	25
Cas	ELU Mc120/13	ELU Mc120/13	ELU Mc120/13
<b>MIN</b>	-2,13	-0,86	-0,42
Panneau	29	29	29
Noeud	347	1113	915
Cas	ELU Mc120/28	ELU Mc120/27	ELU Mc120/27

##### 4.2 ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
<b>MAX</b>	0,53	2,59	1,32
Panneau	29	29	29
Noeud	1	1	25
Cas	ELS Mc120/13	ELS Mc120/13	ELS Mc120/13
<b>MIN</b>	-1,58	-0,64	-0,31
Panneau	29	29	29
Noeud	347	1113	915
Cas	ELS Mc120/28	ELS Mc120/27	ELS Mc120/27

### 4.3 Moment transversal :

#### 4.3.1 Moment sur appuis:

- $M_u = -2,13 \text{ t.m/ml}$
- $M_s = -1,58 \text{ t.m/ml}$

#### 4.3.2 Moment en travée:

- $M_u = 0,72 \text{ t.m/ml}$
- $M_s = 0,53 \text{ t.m/ml}$

### 4.4 Moment longitudinal :

#### 4.4.1 Moment sur appuis:

- $M_u = -0,86 \text{ t.m/ml}$
- $M_s = -0,64 \text{ t.m/ml}$

#### 4.4.2 Moment en travée:

- $M_u = 3,50 \text{ t.m/ml}$
- $M_s = 2,59 \text{ t.m/ml}$

## 5 Ferrailage sous la flexion transversal :

### 5.1 Sur appui :

#### 5.1.1 ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d_1 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0$ .

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 3,37 \text{ cm}^2$

### 5.1.2 ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 12,355 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 8,82 \text{ m} \geq 1,58 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 5,33 \text{ cm}^2$$

## 5.2 En travée :

### 5.2.1 ELU:

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 1,11 \text{ cm}^2$

### 5.2.2 ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 1,96 \text{ cm}^2$$

## 5.3 Condition de non fragilité:

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 15 = 1,656 \text{ cm}^2$$

## 5.4 Section des armatures :

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s\text{ ser}}, A_{s\text{ min}})$$

### 5.4.1 Sur appui :

$$A_s = \max (3,37; 5,33; 1,656) = 5,33 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 (6,79cm<sup>2</sup>)

### 5.4.2 En travée:

$$A_s = \max (1,11 ; 1,96 ; 1,656) = \mathbf{1,96 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10** (3,14 cm<sup>2</sup>)

## 6 Ferrailage sous la flexion longitudinal :

### 6.1 Sur appui :

#### 6.1.1 ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d_1 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0$ .

Section d'armature tendue :  $A_{st} = \mathbf{1,33 \text{ cm}^2}$

#### 6.1.2 ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 12,355 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 8,82 \text{ m} \geq 0,64 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{2,16 \text{ cm}^2}$$

**6.2 En travée :****6.2.1 ELU :**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$

**➤ ELS :**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 8,73 \text{ cm}^2$$

**6.3 Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 15 = 1,656 \text{ cm}^2$$

**6.4 Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult} , A_{s \text{ ser}} , A_{s \text{ min}} )$$

**6.4.1 Sur appui :**

$$A_s = \max (1,33 ; 2,16 ; 1,656) = 2,16 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10** (2,26 cm<sup>2</sup>)

**6.4.2 En travée :**

$$A_s = \max (8,73 ; 5,65 ; 1,656) = 8,73 \text{ cm}^2$$

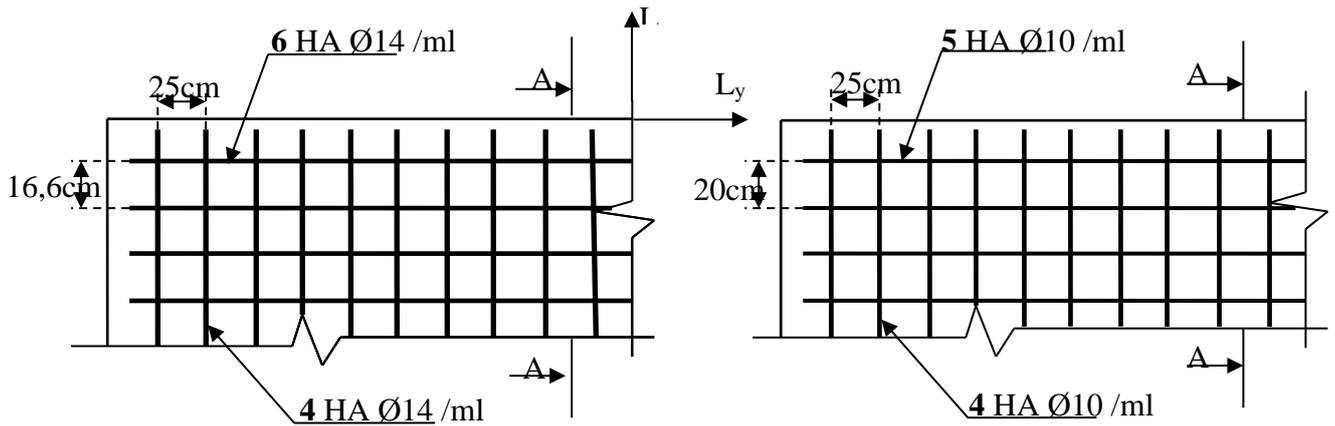
**Soit : 6HA14** (9,24 cm<sup>2</sup>)

**□ Espacement :**

suitant X :  $S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 20 ; 22\text{cm}\} = 22 \text{ cm}$

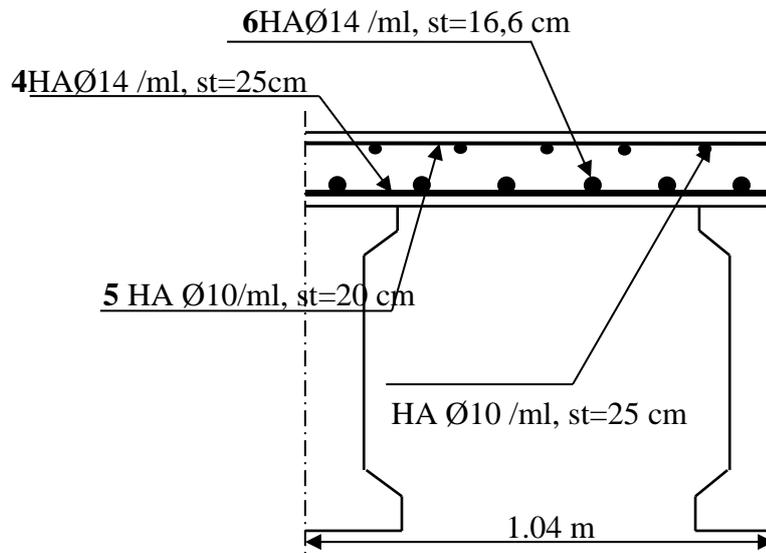
suitant Y :  $S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$

7 Schéma de ferrailage de la dalle :



La nappe inférieure

La nappe supérieure



La coupe A-A

Fig.3 : Plan de ferrailage.

## 8 Étude de l'entretoise d'about

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres ont assemblées sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

### 8.1 Dimensions de l'entretoise :

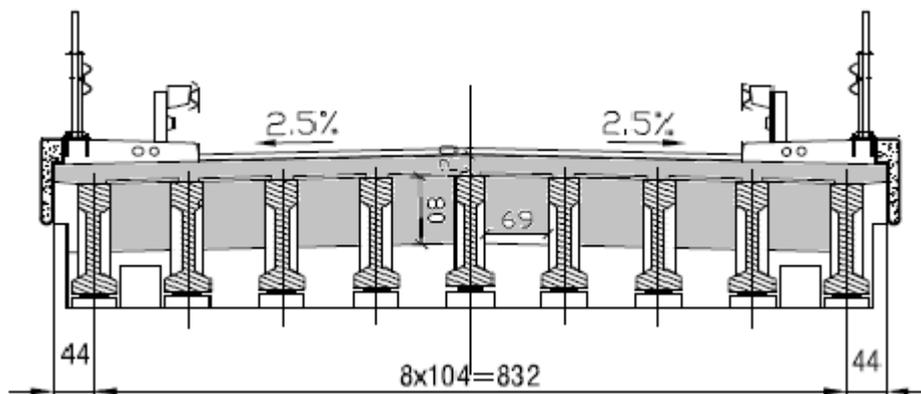


Figure. 4: détail entretoise

### 8.2 Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres, lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

#### 8.2.1 Calcul des efforts

A- le poids propre :

$$S_{entr} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$S_{entr} = 0,24 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,69 \times 2,5 = 0,414 \text{ t}$$

$$P_{entr(totale)} = 0,414 \times 8 = 3,312 \text{ t}$$

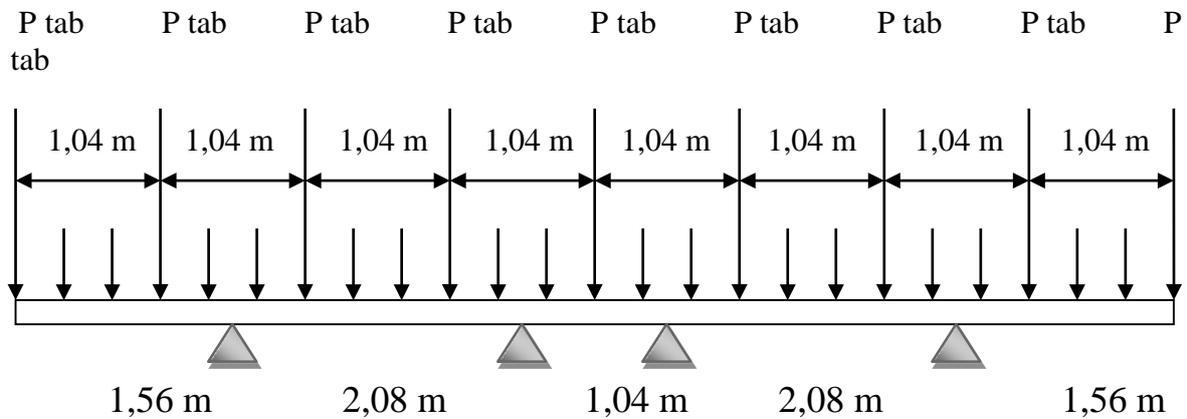
$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{8,32} = \frac{3,312}{8,32} = 0,398 \frac{\text{t}}{\text{ml}}$$

**B- L'effort du au tablier :**

$$G_{\text{tab}} = G_{\text{tot tab}} - G_{\text{ent}} = 431,83 - 6,624 = 425,206 \text{ t}$$

$$P_{\text{tab}} = \frac{G_{\text{tab}}}{2} = 212,603 \text{ t/entretoise.}$$

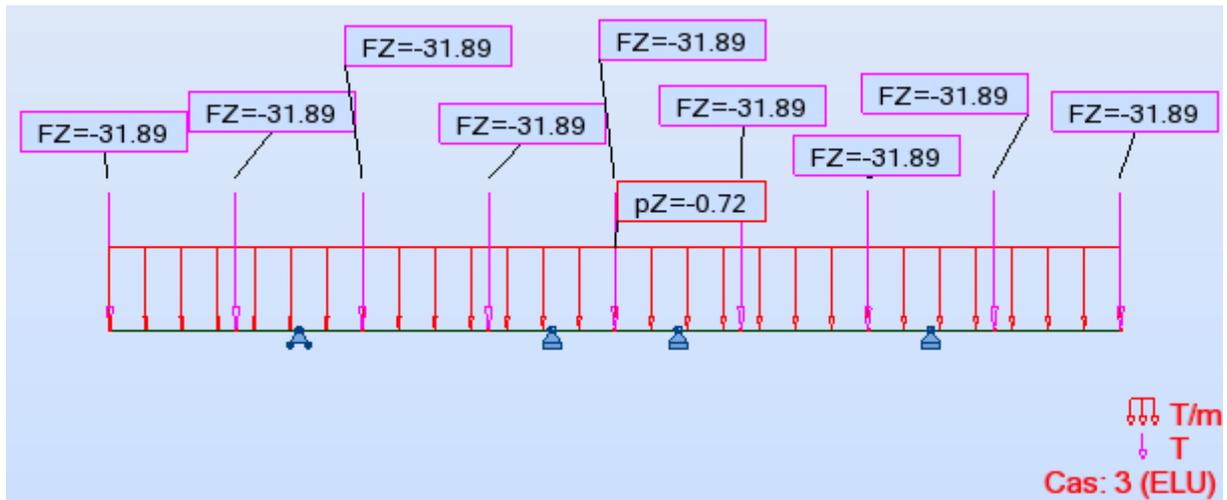
$$P_{\text{tab}} = \frac{P_{\text{tab}}}{9} = 23,623 \text{ t/poutre .}$$

**8.2.2 Emplacement des vérins :****8.2.3 Calcul des sollicitations**

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier (t)
<b>ELU</b>	$1,35 \times 0,398 = 0,537$	$1,35 \times 23,623 = 31,891$
<b>ELS</b>	0,398	23,623

8.2.3.1 ELU :



A- Diagramme des moments :



Figure .5: diagramme de moment fléchissant

$$M_{u \text{ app}} = 67,22 \text{ t. m.}$$

$$M_{u \text{ trav}} = 14,90 \text{ t. m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants :

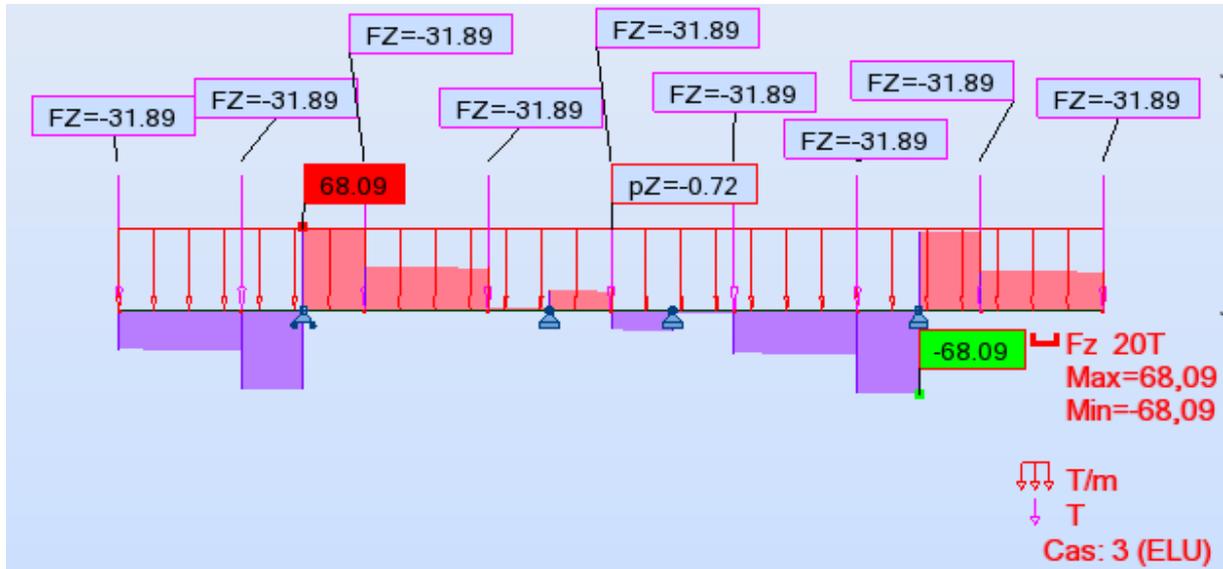
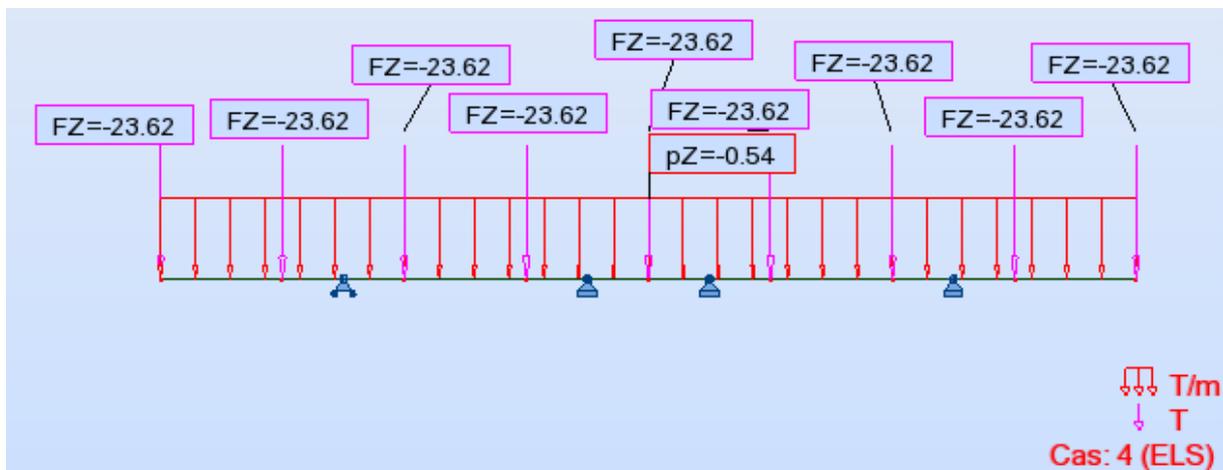


Figure.6: diagramme de l'effort tranchant

$T_{u \max} = 68,09 \text{ t.}$

8.2.3.2 ELS :



A- Diagramme des moments :

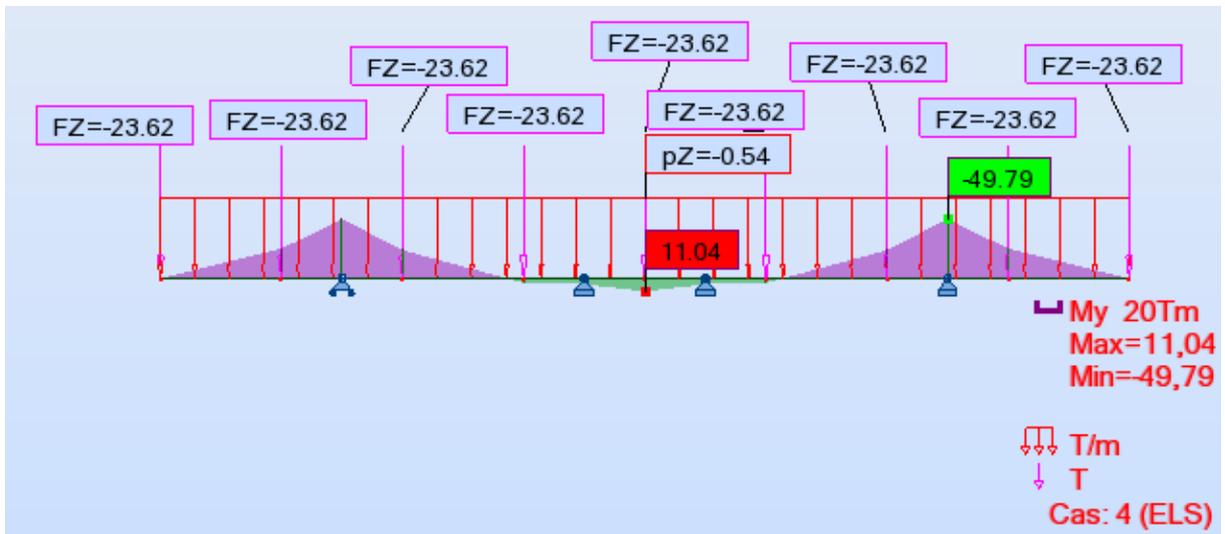


Figure.7: diagramme de moment fléchissant

$$M_{s \text{ app}} = 49,79 \text{ t. m.}$$

$$M_{s \text{ trav}} = 11,04 \text{ t. m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants:



Figure.8: diagramme de l'effort tranchant

$$T_{s \text{ max}} = 50,44 \text{ t.}$$

### 8.3 Ferrailage de l'entretoise

#### 8.3.1 Hypothèses : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,3 \text{ m , } d = 0,95 \text{ m ; } c = 0,05 \text{ m}$$

#### 8.3.2 En travée :

$$M_U = 14,90 \text{ t. m.}$$

$$M_S = 11,04 \text{ t. m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{14,90}{11,04} = 1,349$$

##### 8.3.2.1 ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa .}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783 \text{ Mpa .}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,90 \times 10^{-2}}{0,30 \times (0,95)^2 \times 17} = 0,0324$$

$$\mu_{bu} = 0,0324 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,041$$

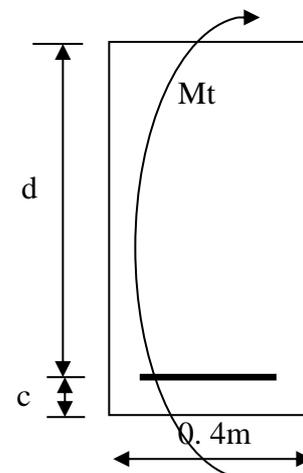
$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9836$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 3,668 \text{ cm}^2$$

##### 8.3.2.2 ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$



$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,3920 \times 0,30 \times (0,95)^2 \times 17 = 1,804 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,804}{1,35} = 1,336 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,1104 \leq M_{ls} = 1,336 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{11,04 \times 10^{-2}}{0,30 \times (0,95)^2 \times 18} = 0,0227$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0461$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9816$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 4,93 \text{ cm}^2$$

### 8.3.3 Sur appui :

$$M_{au} = 69,22 \text{ t.m.}$$

$$M_{as} = 49,79 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{67,22}{49,79} = 1,35$$

#### 8.3.3.1 ELU:

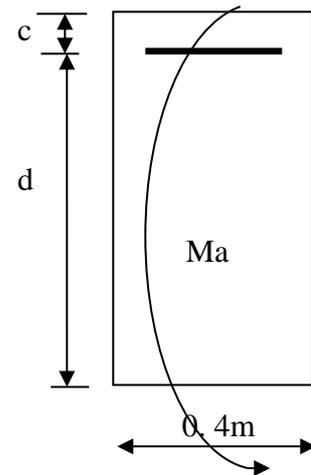
$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{67,22 \times 10^{-2}}{0,30 \times (0,95)^2 \times 17} = 0,1460$$

$$\mu_{bu} = 0,1460 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1982$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9207$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 17,68 \text{ cm}^2$$



8.3.3.2 ELS:

$$M_{Is} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,804}{1,35} = 1,336 \text{ MN.m}$$

$$M_{as} = 0,4979 \leq M_{Is} = 1,336 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{49,79 \times 10^{-2}}{0,40 \times (0,95)^2 \times 18} = 0,1022$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,221$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,912$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 23,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 23,62 \text{ cm}^2$$

8.3.4 Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,30 \times 0,95 \times 10^4 \left( \frac{2,4}{500} \right)$$

$$A_{Smin} > 3,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{Stravée} = 4,93 \text{ cm}^2 & \text{soit 04 HA 14}(6,16 \text{ cm}^2) \\ A_{Sappui} = 23,62 \text{ cm}^2 & \text{soit 08 HA 20}(25,13 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

8.4 Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = 68,09 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left( \frac{68,09}{0,30 \times 0,95} \right) 10^{-2} = 2,39 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$  (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,30 \times (2,39 - 0,3 \times 1 \times 2,4)}{0,90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{8,98}$$

### 8.5 Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 1,195 \text{Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{13,95}$$

$$\frac{1}{8,98} > \frac{1}{13,95} \dots \dots \dots \text{(C. V)}$$

Choix des armatures :  $\emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$

{ sur appuis:  $\emptyset \leq \text{Min}\{20; 28,57; 30\} \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm}$   
 { en travée:  $\emptyset \leq \text{Min}\{14; 28,57; 30\} \Rightarrow \emptyset \leq 14 \text{ mm}$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,67 \text{ cm}^2$ , soit des cadres HA 10.

### 8.6 Les armatures de peau :

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins  $3\text{cm}^2$ , par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et  $5\text{cm}^2$  si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,\text{peau}} = 3 \times (1 + 1) = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{peau}} = 6\text{cm}^2, \text{ soit } 06 \text{ HA } 12 (6,79)\text{cm}^2.$$

8.7 Schéma de ferrailage :

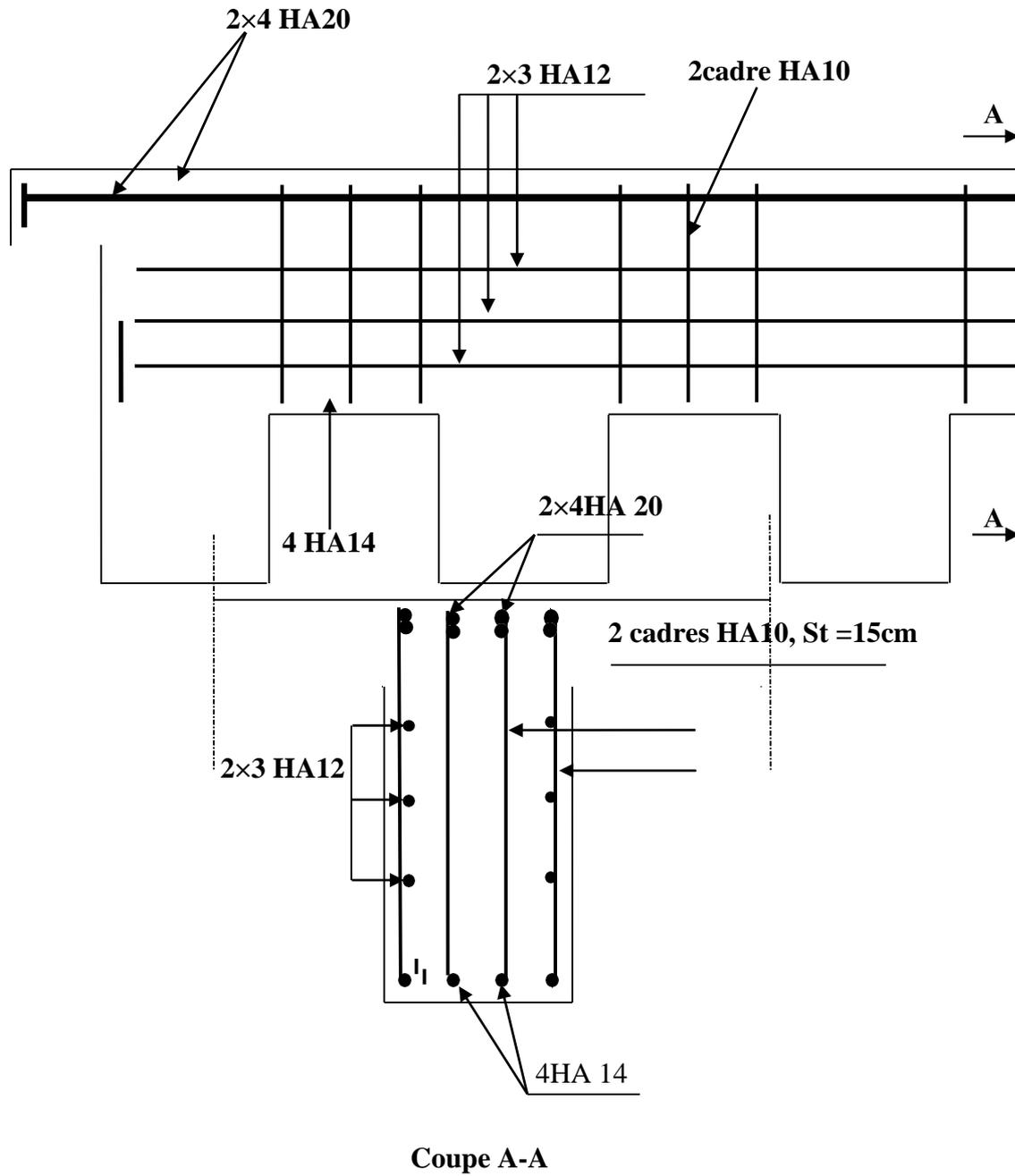


Figure.9: schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP).

## 1 Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement....etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

## 2 Déformation de la poutre

### 2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

- $E_v$ : Module de déformation longitudinale différée.
- $I_G$ : Moment d'inertie (poutre +hourdis).
- $M_G$ : Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$M_G = 116.696 \text{ t.m (ROBOT).}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,945 \text{ MPa}$$

$$I_G = 13724541,07 \text{ cm}^2$$

$$F_g = \frac{5 \times 116.696 \times (27)^2}{48 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0,0533 \text{ m}$$

$$F_g = 5.33 \text{ cm}$$

### 2.2 Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

$M_T$ : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{\text{sur}} = 251.95 - 116.696 = 135.254 \text{ t.m.}$$

$$F_s = \frac{5 \times 135.254 \times (27)^2}{48 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0.062 \text{ m}$$

$$F_s = 6.2 \text{ cm.}$$

### 2.3 Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre '  $f_s$  ' sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^1 \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$ : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

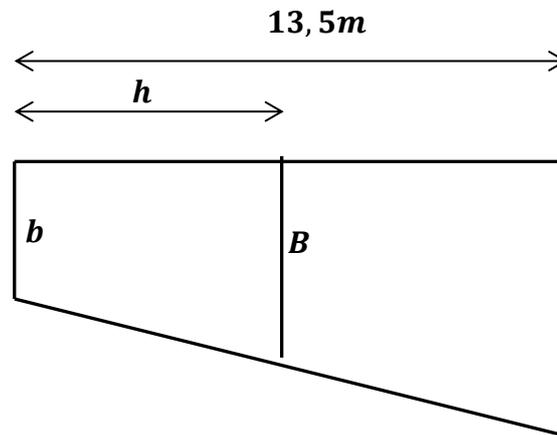


Figure. 1: Diagramme moments sous la précontrainte

Dans la section considérée on a :

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{po} \times 1 - \text{perte}\% \times A_p \times n) \times e$$

- $N_p$  = effort de précontrainte
- $e$  = excentricité

Dans un trapèze ( $h, b, B$ ), la distance ( $x$ ) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a : } f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t. m)
0	116,63	0,6473	75,5
L/4	273,15	0,7133	194,840
L/2	281,43	0,7133	200,744

Tableau. 1: calcul de moment sous la précontrainte

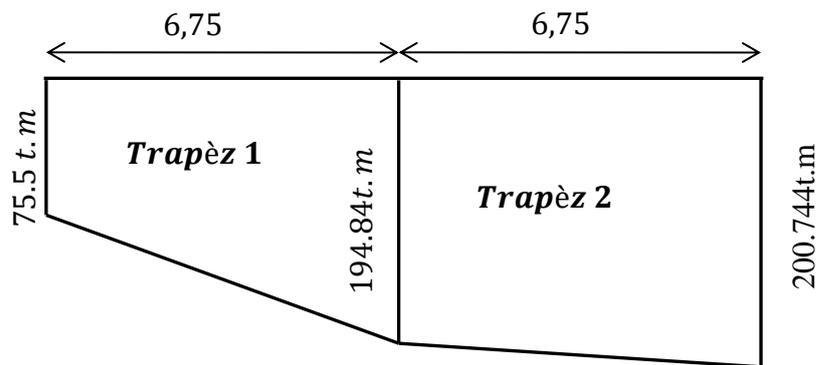


Figure. 2: Diagramme des moments sous la précontrainte

**Trapèze1 :**

$$A_1 = \frac{(75.5 + 194.84) \times 6,75}{2} = 912,396 \text{ m}^2$$

$$X_1 = \frac{6,75}{3} \left( \frac{2 \times 194.84 + 75.5}{194.84 + 75.5} \right) = 3,872 \text{ m}$$

$$X_1 \cdot A_1 = 3.872 \times 912,396 = 3532.797 \text{ m}^3$$

**Trapèze2**

$$A_2 = \frac{(194.84 + 200.744) \times 6,75}{2} = 1335.096 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 6,75 + \frac{6,75}{3} \left( \frac{2 \times 200.744 + 194.84}{200.744 + 194.84} \right) = 10.142 \text{ m.}$$

$$X_2 \cdot A_2 = 10.142 \times 1335.096 = 13540.544 \text{ m}^3$$

Ainsi le moment statique de cette aire par rapport à l'appui de gauche.

$$X_1 \cdot A_1 + X_2 \cdot A_2 = 17073.341 \text{ m}^3$$

$$f_p = \frac{-17073.341}{12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = -0,10278 \text{ m}$$

$$f_p = -10.278 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

## 2.4 Flèche de constriction

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(-10.278 + 5.33) = -3.711 \text{ cm}$$

## 2.5 Flèche total

### 2.5.1 En service à vide

$$f = f_c + f_G + f_p = -3.711 + 5.33 - 10.278$$

$$f = -8.659 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{2700}{300} = 9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### 2.5.2 En service en charge

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -3.711 + 5.33 - 10.278 + 6.2$$

$$f = -2.459 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{2700}{300} = 9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

## 3 Calcul des rotations

### 3.1 Sous le poids propre

La rotation ( $\beta$ ) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_V \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_V \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{116.696 \times 27}{3 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0,00632 \text{ rad}$$

$$\beta_G = 6.32 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

### 3.2 Sous les surcharges :

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_V \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_V \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{135.254 \times 27}{3 \times 12102,94 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0,00733 \text{ rad}$$

$$\beta_{\text{sur}} = 7.33 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

### 3.3 Sous la précontrainte :

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int M_x dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{2x \left( \frac{(75.5 + 194.84) \times 6,75}{2} + \frac{(194.84 + 200.744) \times 6,75}{2} \right)}{2 \times 12102,942 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}}$$

$$\beta_p = -0,01353 \text{ rad}$$

$$\beta_p = -1.353 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

### 3.4 Rotation résultante

#### 3.4.1 En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00632 - 0,01353 = -0,00721 \text{ rad}$$

$$\beta = -7.21 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

#### 3.4.2 En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{\text{sur}} = 0,00632 - 0,01353 + 0,00733 = 0,00012 \text{ rad}$$

$$\beta = 0.12 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

## 4 Calcul des déplacements d'appuis

### 4.1 Déplacements due à la rotation

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{0.12 \times 10^{-3} \times 130}{2} = 0,0078 \text{ cm}$$

### 4.2 Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant :  $\varepsilon_r = 1,803 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,803 \times 10^{-4} \times 27}{2} = 0,2434 \text{ cm}$$

### 4.3 Déplacements due au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

$\sigma_p$ : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$\sigma_p = 9,93 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 9,93}{35981,729} = 5,519 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{5,519 \times 10^{-4} \times 27}{2} = 0,745 \text{ cm}$$

### 4.4 Déplacement du a la variation de la température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2700}{10000} = 0,27 \text{ cm}$$

### 4.5 Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,0078 + 0,2434 + 0,745 + 0,27$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = 1,2662 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,0078 + 0,2434 + 0,745 - 0,27$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 0,7262 \text{ cm}$$

## 1 Introduction :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps...) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui ...). Dans cette partie, on s'intéresse aux appareils d'appui, dés d'appui et aux joins de chaussée

## 2 Les appareils d'appui :

Les tabliers des ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Pour les ponts à poutres la solution généralement la plus intéressante consiste à utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté.

Nous allons détailler ci-après successivement les actions de calcul et les vérifications à effectuer pour les appareils d'appui en élastomère fretté.

### 2.1 Les appareils d'appuis 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.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.

✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

## 2.2 Dimensions des appareils d'appui :

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

### 2.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \cdot b}$$

$\sigma_m$ : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui,  $\sigma_m = 15 \text{ Mpa}$ .

$a$ : Longueur de l'appareil d'appui (perpendiculaire à l'axe de la poutre).

$b$ : Largeur de l'appareil d'appui (parallèle à l'axe de la poutre).

$N_{max}$ : Effort normal sur l'appareil d'appuis,  $N_{max} = 29.5 \text{ t}$

Donc :

$$a \cdot b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$\Rightarrow a \cdot b \geq 196.667 \text{ cm}^2$$

Hauteur nette de l'élastomère :

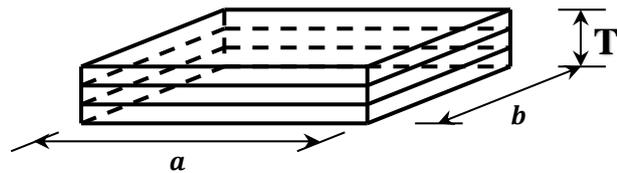


Figure. 1: Appareil d'appuis

La condition à vérifier est :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

$$\tau_H = G \cdot \text{tg } \gamma = G \cdot \left(\frac{U}{T}\right) \Rightarrow G \cdot \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 G \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5}$$

Avec :

- $T$  : L'épaisseur nette de l'élastomère : Déformation lente due au retrait, fluage et température.

- $G$  : Module d'élasticité transversale.
- $\tau_H$  : La contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

On a :  $U = 0,2434 + 0,745 + 0,27 = 1.2584 \text{ cm}$

$$T \geq \frac{1.2584}{0,5} \Rightarrow T \geq 2.5168 \text{ cm}$$

On prendra :  $T = 4 \text{ cm}$  constitué de 15 feuilles d'élastomère de 10 mm d'épaisseur.

### A- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut respecter :

- ✓ La condition de non-flambement.
- ✓ L'épaisseur minimale.

$$\begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \\ b \geq a \end{cases} \Rightarrow 20 \leq a \leq 40$$

On peut prendre :  $a = 35 \text{ cm}$  et  $b = 40 \text{ cm}$  Avec  $a \times b = 1400 \text{ cm}^2 > 196.667 \text{ cm}^2$

### 2.2.2 Evaluation des efforts horizontaux :

#### A- Effort de freinage :

##### ◆ Système $B_c$

Un seul camion est supposé freiner, l'effort horizontale qu'il engendre est pris égale à son poids :  $H_{Bc} = 30t$

$$H_{fr} \geq \frac{30}{9 \times 2} = 1.667 \text{ t}$$

##### ◆ Système $A_{(L)}$

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(L)} = \frac{A}{20 + 0,0035.S}$$

$H_{(Al)} = 8,048 \text{ t}$  (Calculé dans le chapitre 4)

$$H_{fr} \geq \frac{8.048}{9 \times 2} = 0.447 \text{ t}$$

#### B- Effort due au séisme :

$$H_{sh} = 0,25 \times 431.83 = 107.958 \text{ t}$$

$$H_{sv} = 0,07 \times 431.83 = 30.228 \text{ t}$$

Avec : le poids propre du tablier  $G_{tab} = 431.83 \text{ t}$

$$H_{sh} \geq \frac{107.958}{9 \times 2} = 6 \text{ t}$$

$$H_{sv} \geq \frac{30.228}{9 \times 2} = 1.68 \text{ t}$$

**C- Effort due au vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ( $p = 200 \text{ Kg/m}^2$ ) sur toute la surface du pont.

$$S = 27 \times 1.8 = 48,6 \text{ m}^2$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left( \frac{48.6}{2 \times 9} \right) = 0,54 \text{ t}$$

**D- Effort due la déformation (déplacement) :**

$$\Delta_{max} = 1,2662 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a : Le module d'élasticité transversal  $G = 80 \text{ t/m}^2$  (pont routier).

La hauteur nette d'élastomère  $T = 4 \text{ cm}$ .

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{G \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(40 \times 35 \times 1,2662) 10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = 3.545 \text{ t}$$

**2.2.3 Vérification des appareils d'appui :**

**A- Sollicitations sous charges verticales Contrainte de compression :**

$$\tau_N = \frac{1,5 \times \sigma_{max}}{\beta} \quad \beta : \text{Coefficient de forme.}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{40 \times 35}{2 \times 1 \times (40 + 35)} = 9.333$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times 29.5 \cdot 10^{-2}}{0.35 \times 0.40 \times 9.333} = 0,339 \text{ Mpa} \leq 3G = 2,4 \text{ Mpa}$$

**B- Sollicitation due aux efforts horizontaux :**

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

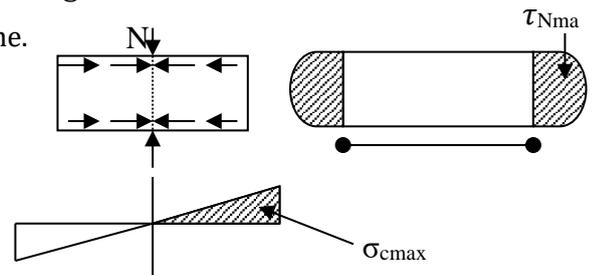
$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

♦ **Déformation linéaire**

$$\tau_{H1} = (G \times \Delta_{max}())$$

Avec : T est la hauteur nette de l'élastomère.

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 1.2584}{4} = 0,252 \text{ Mpa}$$



**Sous un effort dynamique (freinage)**

$\tau_{H2}$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \frac{F_{fr}}{a \times b} = \frac{6 \times 10^{-2}}{0.4 \times 0.35} = 0,429MPa$$

$$0,252 + 0,5 \times 0,429 = 0,467 Mpa < 0,7 \times 0,80 = 0,560 Mpa \dots \dots \dots C. V.$$

$$\tau_{H2} = \frac{F_{fr}}{a \times b} = \frac{1.68 \times 10^{-2}}{0.4 \times 0.35} = 0,12MPa$$

$$0,252 + 0,5 \times 0,12 = 0,312 Mpa < 1,3 \times 0,80 = 1,040 Mpa \dots \dots \dots C. V.$$

**C- Sollicitations sous rotation**

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \cdot a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$a_0 = 1\% rad$  (Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées).

$a = -7.21 \times 10^{-3} rad$  (Rotation en service à vide).

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 350^2 \times (-0,00721 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = 0,342Mpa$$

On doit vérifier

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$0,339 + 0,429 + 0,342 = 1,11Mpa$$

$$1,11Mpa < 5G = 4Mpa \dots \dots \dots C. V$$

**D- Condition de non soulèvement :**

Il faut vérifier que :

$$a_t \leq \frac{3t^2 \sigma c \min}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma \frac{T_g}{a \times b} \quad \text{avec: } c, \min$$

$T_g$ : effort tranchant du au poids propre dutablier

$$\sigma \frac{27.82 \times 10^4}{400 \times 350} = 1.987 Mpa$$

$$a_t = \frac{a + a_0}{n} = \frac{-7.21 \times 10^{-3} + 0,01}{4} = 0,0007rad$$

$$a_t \leq \frac{3 \times 10^2 \times 1.987}{9.333 \times 350^2 \times 0,8} = 0,000652rad \dots \dots \dots CV$$

**E- Condition de non glissement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \text{ avec } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma = \frac{T_g}{a \times b} = \frac{27,82}{0,35 \times 0,4} = 2,046 \text{ Mpa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{c, \min}} = 0,413$$

Pour les efforts minimaux  $N_{\min}$  on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H = \frac{G \cdot U}{T} (a \times b) = \frac{0,8 \times 1,2584}{4} \times (0,35 \times 0,4) = 0,0352 \text{ MN}$$

$$\sigma_{c \min} = 2,046 \text{ Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$H_{R,F,T} = 0,0352 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,413 \times 27,83 \times 10^{-2} = 0,115 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Force horizontale due au séisme :

$$\sigma_{c \min} = 2,046 \text{ Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$H_{Eh} = 0,0977 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,09774 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

### Condition de nom flambement

$$T = 4 \text{ cm} \leq (b/5) = 40/5 = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### Conclusion :

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

#### ♦ Dimensionnements des frettes

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s = \frac{b \times \sigma_{\max}}{\beta \times \sigma_{e_s}}$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{29,5}{0,35 \times 0,4} = 2,107 \text{ Mpa}$$

$$t_s = \frac{350 \times 2.107}{9.333 \times 220} = 0.359 \text{ mm. avec } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

Donc, on prend  $t_s = 3 \text{ mm.}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera :  $T_a = 10 \times 4 + 3 \times 3 = 49 \text{ mm}$

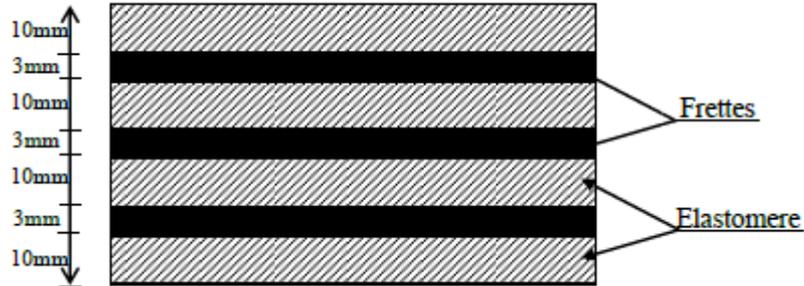


Figure .2: Dimensionnement de l'appareil d'appuis

## 2.3 Les dés d'appuis :

### 2.3.1 Fonctions des dés d'appuis :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

### 2.3.2 Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document **SETRA** le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 10 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

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

$$B_0 = a \times b = 1400 \text{ cm}^2$$

$$p_0 = 2(a + b) = 150 \text{ cm}$$

$B_0$  : Surface de néoprène.

$p_0$  : Le périmètre de néoprène.

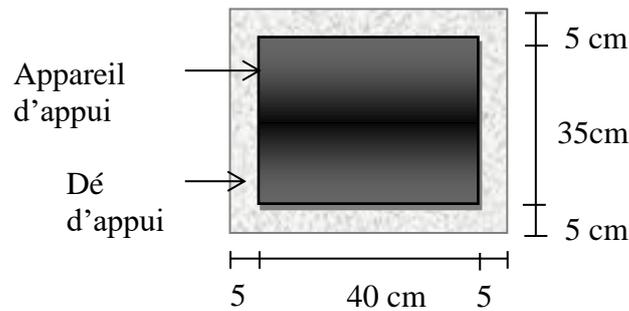


Figure. 3: Dimensionnement de l'appareil d'appuis

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1400}{150} = 18.66 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 20 \text{ cm}$

## 2.4 Ferrailage de dé d'appui :

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

### 2.4.1 Armatures de chaînages

Elle doit reprendre l'effort  $R_{max}$  et donnés par les deux combinaisons suivantes :

- **ELU** :  $R_{max} = 39.825 \text{ t} = 0.39825 \text{ MN}$
- **ELS** :  $R_{max} = 29.5 \text{ t} = 0.295 \text{ MN}$

$$A_s = \max\{(0,25 \cdot R_U / \overline{\sigma_{SU}}), (0,25 \cdot R_S / \overline{\sigma_S})\}$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{(0,25 \times 39.825 / 435); (0,25 \times 29.5 / 240)\} \times 10^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max\{(2.289 \text{ cm}^2); (3.073 \text{ cm}^2)\} = 3.073 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12** ( $A_s = 3.84 \text{ cm}^2$ ) dans les deux sens pour limiter la propagation de la fissure.

### 2.4.2 Armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- **Ferrailage inférieur ou d'éclatement « Frettes inf. » :**

$$A_{ss} = \max \left\{ \left( 0,04 R \overline{\sigma_{suU/max}} \right) \left\{ \left( 0,04 R \overline{\sigma_{sS/max}} \right) \right\} \right\} \left| \right|$$

$$A_{ss} = \max (0.366, \dots, 0.492)$$

$$A_{s \text{ sup}} = 0,492 \text{ cm}^2$$

- **ferrailage de surface « Frettes sup » :**

$$A_{ss}$$

$$= \max \left\{ \left( 0,1 R \overline{\sigma_{suU/max}} \right) \left\{ \left( 0,1 R \overline{\sigma_{sS/max}} \right) \right\} \right\} \left| A_{ss} = \max (0.915 \text{ cm}^2; 1.229 \text{ cm}^2) = 1.229 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A_s = A_{s.sup} + A_{s.inf} = 1.721 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12** ( $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ ) disposées dans les deux sens.

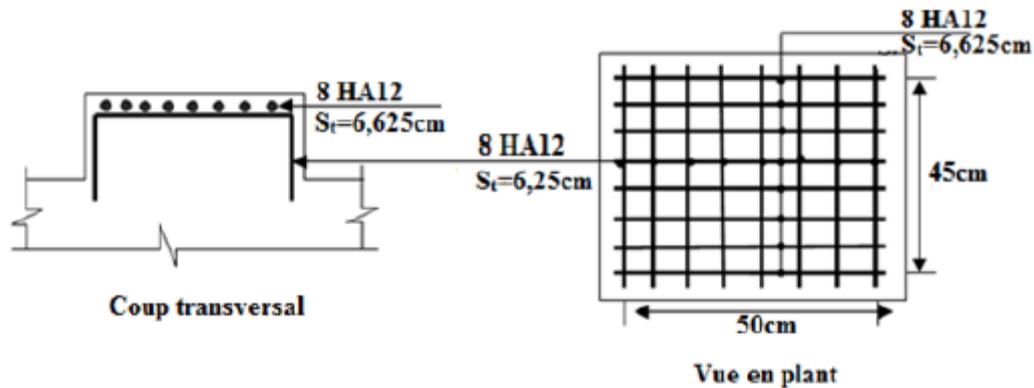


Figure .4: Schéma de ferrailage

### 3 Les joints de chaussée :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

#### 3.1 Les différents types de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

**Vu que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi lourd dont l'ouverture (souffle) est  $\geq 50 \text{ mm}$ .**

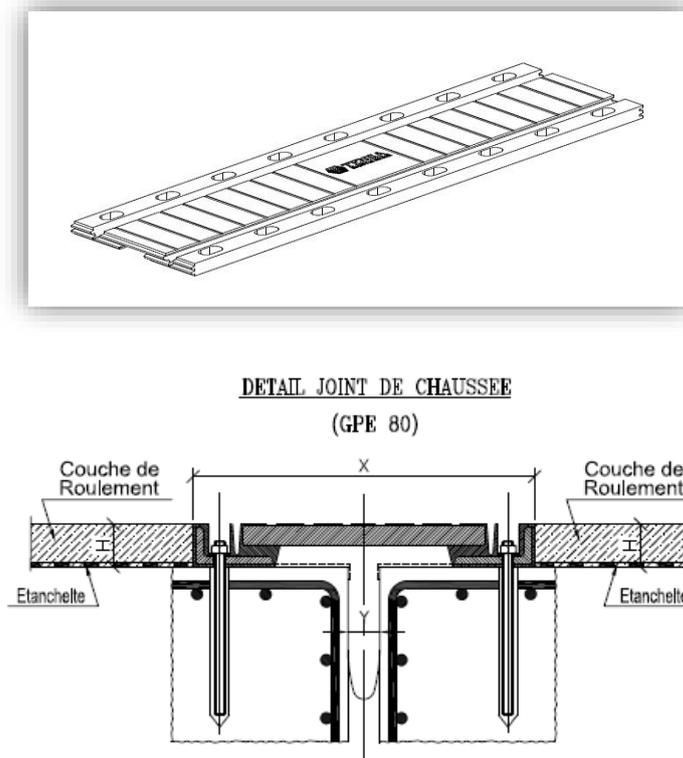


Figure. 5: joint de chaussée

#### 4 Evacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau

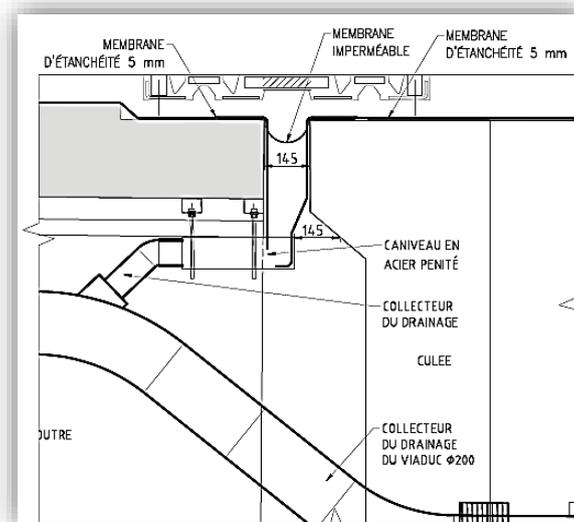


Figure .6: plan de drainage

## 1 Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations, et des certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, Hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

## 2 Pré dimensionnement de la pile :

### 2.1 Le fut :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. C'est un fût plein en béton armé avec, en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

### 2.2 La semelle :

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle sur pieux, qui a pour rôle de solidariser les pieux en tête pour avoir une bonne transmission des charges.

- Largeur de la semelle :  $B_{\text{semelle}} = 6 \text{ m}$ .
- Épaisseur de la semelle, on adopte:  $E_s = 1,5 \text{ m}$ .

### 2.3 Les pieux :

Il s'agit d'un type de fondation dont la largeur est très faible par rapport à la profondeur d'ancrage.

Selon leur mode de réalisation, on distingue les pieux forés, pieux battus, pieux coulés sur place avec chemise récupérable ou non.

## 3 Calcul de la pile :

- La hauteur de la pile  $h = 9.2 \text{ m}$  (8 m hauteur de mur plein et 1.2m épaisseur de chevêtre), dont les travées sont de 26 m.
- Les surcharges de calcul sont :  $A(L)$ ,  $B_c$ ,  $M_c120$ ,.

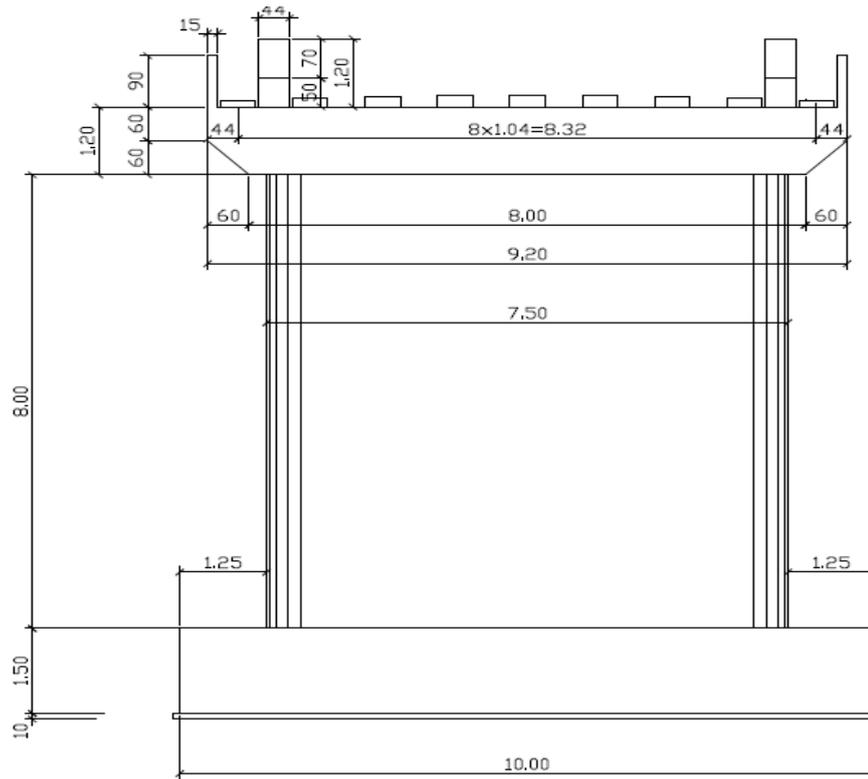


Figure 1: Coupe transversale

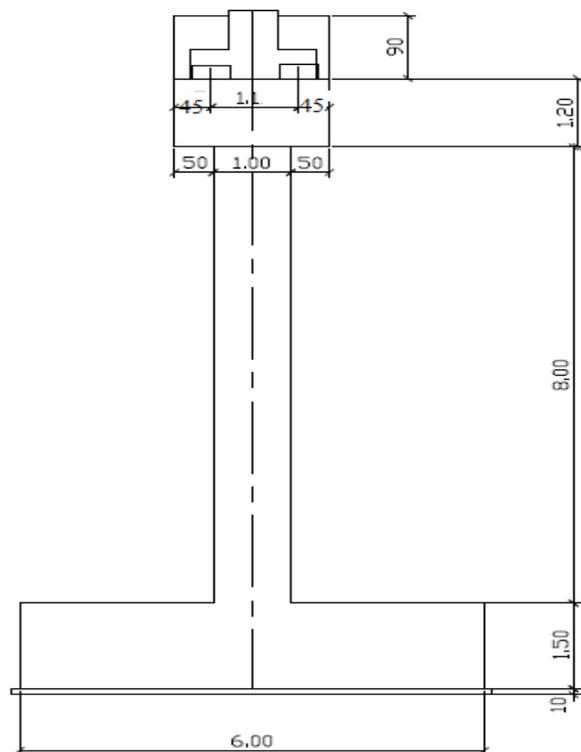


Figure 2: Coupe longitudinale

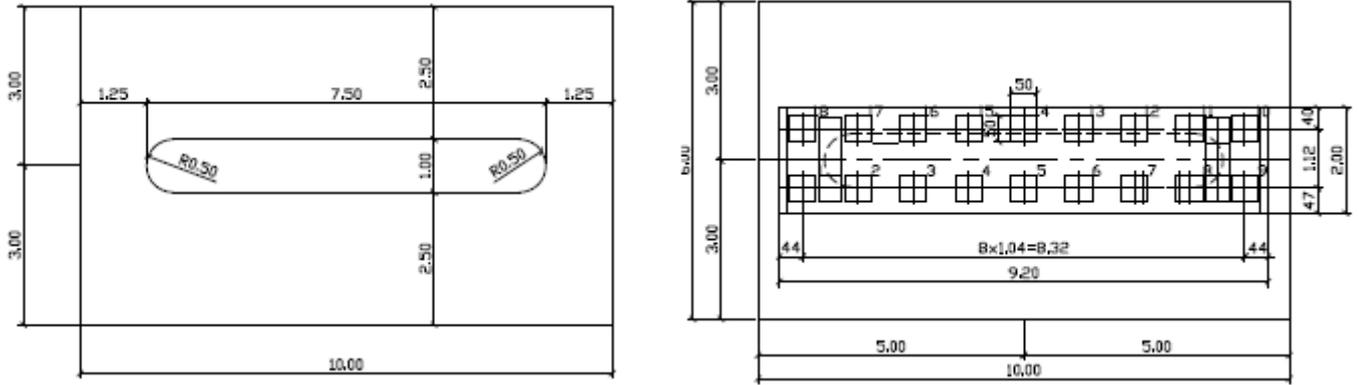


Figure 3: vue en plan

### 3.1 Répartition des charges et surcharges :

#### 3.1.1 Charge permanente :

Le poids du tablier  $G_T = 431.83 \text{ t}$ .

La réaction due à la charge permanente :

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T / 2 = 215.915 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 431.83 \text{ t}$$

#### 3.1.2 Surcharge :

##### 3.1.2.1 Système A(l) :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + L}$$

$$a_1 = 1 \text{ pour } 1vc$$

$$a_1 = 0,9 \text{ pour } 2vc$$

$$a_2 = 1$$

Il existe 6 cas de chargements :

##### A- Une seule travée chargée :

$$L = 26\text{m.}$$

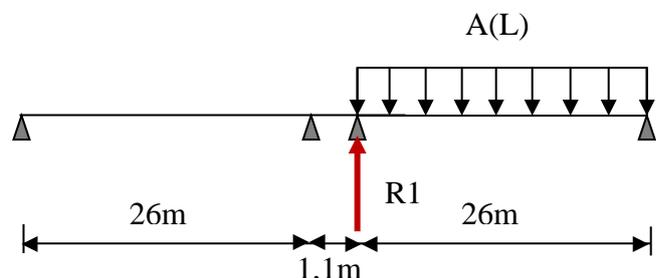
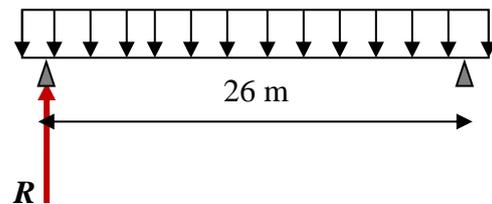
$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 26} = 1,177 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 = 1, a_2 = 1$$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 1,177 \text{ t/m}^2$$

##### □ Une seule voie chargée :

$$R_1 = A(l) \times 3 \times \frac{26}{2} = 45.903 \text{ t}$$



$$M_{LONG} = R_1 \times \left(\frac{1,1}{2}\right) = 25.247 \text{ t.m}$$

□ **Deux voies chargées :**

$$R_1 = A(l) \times 6 \times 0,9 \times \frac{26}{2} = 82.625 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1,1}{2} = 45.444 \text{ t.m}$$

**B- Deux travées chargées :**

$$L' = (26 \times 2) + 1,1 = 53.1 \text{ m}$$

$$A(l') = 0,783 \text{ t/m}^2$$

$$a_1, a_2 \cdot A(l) = 0,783 \text{ t/m}^2$$

□ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = (A(l') \times 3 \times 26) / 2 = 30.537 \text{ t}$$

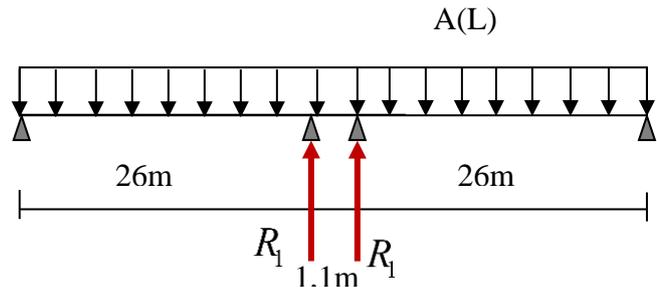
$$R_T = 2 \times R_1 = 61.074 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

□ **Deux voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = (A(l') \times 6 \times 0,9 \times 26) = 109.933 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



### 3.1.2.2 Système Bc :

$$\delta_{BC} = 1,1$$

$$b_C = 1, \text{ Pour 1VC}$$

$$b_C = 1 \text{ Pour 2VC}$$

Il existe 4 cas de chargements :

**A- Une seule travée chargée :**

□ **Une seule voie chargée :  $b_C = 1, 1$ .**

$$26 \times R_1 = 6(9,5 + 20) + 12(14 + 15,5 + 24,5 + 26)$$

$$R_1 = 43,731 \times 1 \times 1,1$$

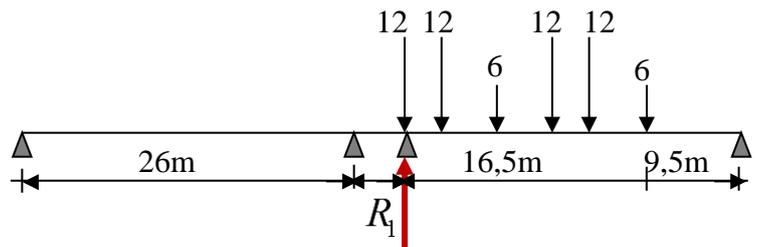
$$R_1 = 48.016 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1 / 2$$

$$M_{LONG} = 26.409 \text{ t.m}$$

□ **Deux voies chargées :  $b_C = 1, 1$**

$$R_1 = 43.731 \times 2 \times 1,1 \times 1$$



$$R_{T1} = 96.033 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 52.818 \text{ t.m}$$

**Deux travées chargées :**

□ **Une seule voie chargée : bc = 1**

$$R_1 \times 26 = 6(20) + 12(24,5 + 26)$$

$$R_1 = 27,923 \times 1 \times 1.1$$

$$R_1 = 30.66 \text{ t}$$

$$R_2 \times 26 = 6(22,6) + 12(18.1 + 16,6)$$

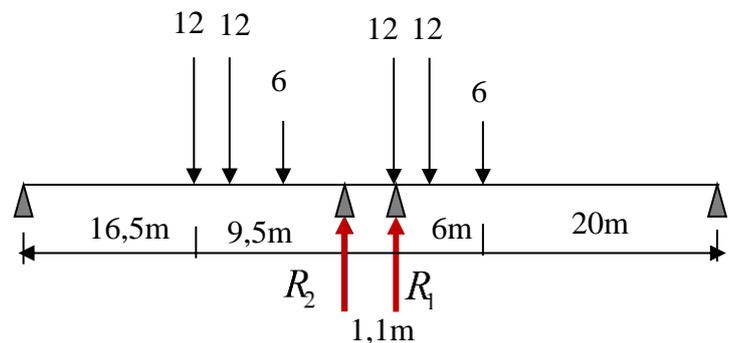
$$R_2 = 21,231 \times 1 \times 1,1$$

$$R_2 = 23.311 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 53.971 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 4.042 \text{ t.m}$$



□ **Deux voies chargées : bc = 0.9**

$$R_1 = 2 \times 27,923 \times 1,1 \times 0.9$$

$$R_1 = 55.187 \text{ t}$$

$$R_2 = 2 \times 21,231 \times 1,1 \times 0.9$$

$$R_2 = 41.961 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 97.148 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 7.274 \text{ t.m}$$

### 3.1.2.3 Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = 1, 1$$

Il y a deux cas :

**A- Une seule travée chargée :**

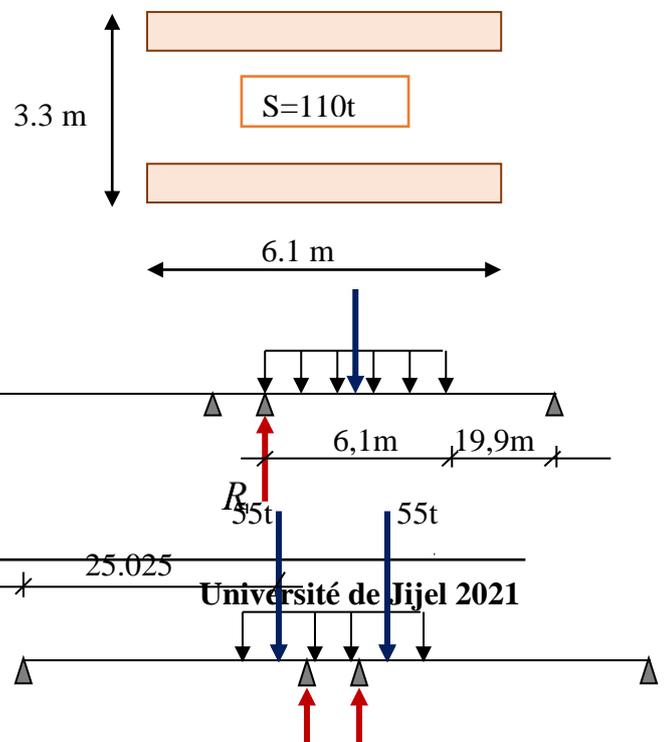
$$26 \times R_1 = 110 \times (19,9 + 6,1/2) \times 1,1$$

$$R_1 = 106,71 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 58.69 \text{ t.m}$$

**B- Deux travées chargées :**



$$26 \times R_1 = 55 \times (25.025) \times 1,1$$

$$R_1 = 58.178 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 116.356 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

**3.1.2.4 La réaction minimale sous le système Bc :**

Nous avons deux cas :

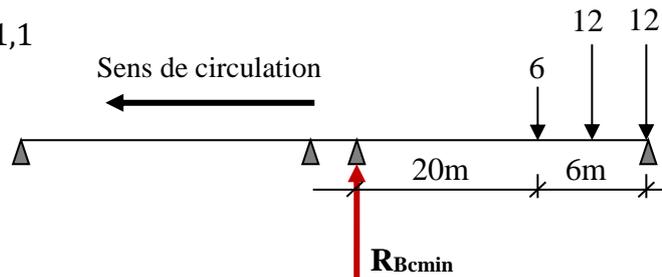
**1<sup>er</sup> cas :**

$$26 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1 \times 1,1$$

$$R_{BCmin} = 2,28 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times \frac{1,1}{2}$$

$$M_{LONG} = 1,254 \text{ t.m}$$



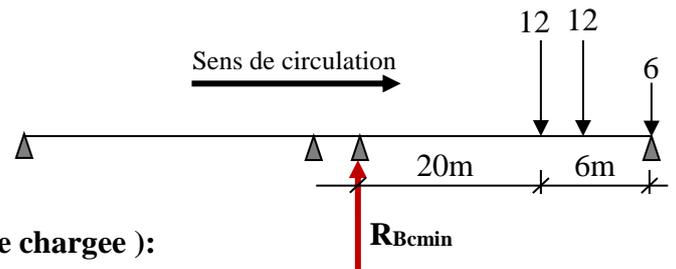
**2<sup>ème</sup> cas :**

$$26 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1, \times 1,1$$

$$R_{BCmin} = 5.321 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 2.927 \text{ t.m}$$



**3.1.2.5 Tableaux récapitulatifs : (une seule travée chargée) :**

		R(t)	M <sub>LONG</sub> (t.m)
A(L)	1vc	45.903	25.247
	2vc	82.625	45.444
Bc	1vc	48.016	26.406
	2vc	96.033	52.818
R <sub>BCmin</sub>		2,28	1,254
Mc120		106,71	58,691
Trottoir	1 tr	2.925	1,609
	2 tr	5.85	0

*Tableau 1: moment longitudinal pour une seule travée chargée*

**A- Deux travées chargées :**

		R(t)	M <sub>LONG</sub> (t.m)
A(L)	1 vc	61.074	0
	2 vc	109.933	0
Bc	1 vc	55.187	4.035
	2 vc	97.148	7.958
Mc120		116.356	0
Trottoir	1 tr	5.85	0
	2 tr	11.7	0

*Tableau 2: moment longitudinal pour deux travées chargées*

**A- Freinage :**

- **Système A(L) :**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{56 + 12} = 0,783 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (26 \times 2 + 1,1) \times 6 = 318.6 \text{ m}^2$$

$$A = 0,783 \times 0,9 \times 1 \times 318.6 = 224.517 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 318.6} \times 224.517$$

$$H_{A(l)} = 10.633 \text{ t}$$

Soit : 5.317 t par appuis.

Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 5.317 \times (0,2 + 1,20 + 8 + 1,5) = 57.955 \text{ t.m}$$

- **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b = 30$  t, chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 8 + 1,50 + 1,20) = 163,5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

### B- Séisme :

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = 431,83 \text{ t}$$

- Le poids des dés d'appuis et butté de sécurité :

$$P_d = 0,50 \times 0,50 \times 0,2 \times 2,5 \times 18 = 2,25 \text{ t}$$

- Le poids du chevêtre :

$$P_c = \{(2 \times 1,2 - 0,6 \times 0,6/2) \times 9,2 + (0,15 \times 0,9 \times 2 \times 2)\} \times 2,5 = 54,75 \text{ m}^3$$

- Le poids du fut :

$$P_{fu} = 8 \times 1 \times 7,5 \times 2,5 = 150 \text{ t}$$

- Le poids de la semelle :

$$P_s = 10 \times 6 \times 1,5 \times 2,5 = 225 \text{ t}$$

- Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 2,5 \times [10 \times 6 - 7,5 \times 1] \times 1,8 = 236,25 \text{ t}$$

- Le poids total de la pile :

$$P_T = P_d + P_c + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 57 + 150 + 225 + 236,25 = 668,25 \text{ t}$$

$$\text{Le poids total} = 668,25 + 431,83 = \mathbf{1100,08 \text{ t}}$$

### C- L'effort sismique horizontal :

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times \mathbf{1100,08} = 275,02 \text{ t}$$

### D- L'effort sismique vertical :

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 1100,08 = 1023,074 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 1100,08 = 1177,085 \text{ t}$$

### E- Le moment dû à l'effort sismique :

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 (431,08 \times 10,9 + 57 \times 10,1 + 150 \times 5,5 + 236,25 \times 2,75 + 225 \times 0,75) = 1731,521 \text{ t} \cdot \text{m}$$

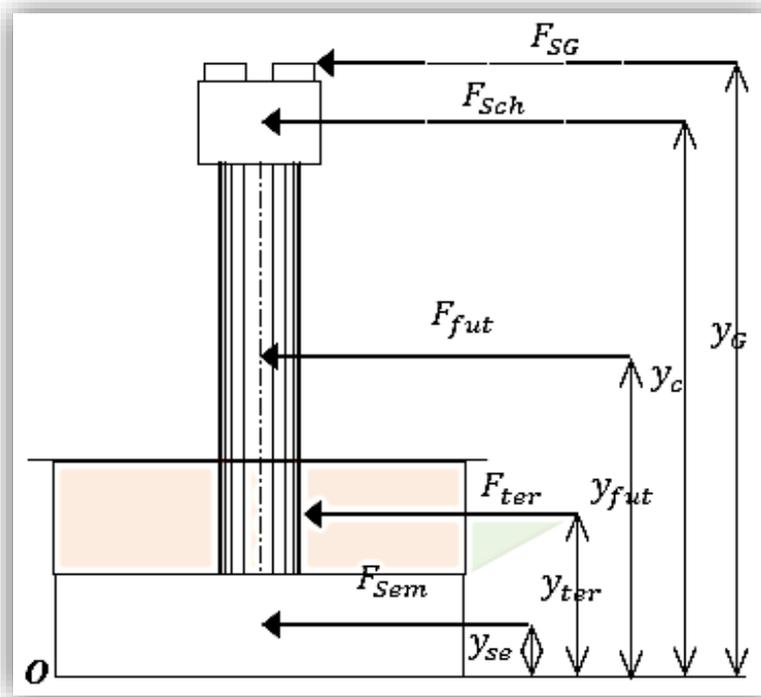


Figure 4: Charge appliquée à la semelle

#### 4 Etude du chevêtre :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre encastrée au fut.

On considère que le chevêtre est soumis à des charges uniformément répartie et des charges concentrées.

##### 4.1 Calcul des sollicitations :

##### 4.1.1 Charge répartie (poids propre) :

$$\text{ELU : } G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 8.034 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELS : } G_{rep} = G_{ch} = 5.951 \text{ t/ml.}$$

##### 4.1.2 Charges concentrées (tablier + surcharges) :

D'après les tableaux récapitulatifs 1 et 2 les surcharges maximales sont :

- **Comb1** : système A(l) (2 travées chargée )  $R_{A(l)} = 109.933 \text{ t.}$

$$\text{Donc : } R_{A(l)} = \frac{109.933}{9} = 12.215 \text{ t/appui.}$$

- **Comb2** : convoi Mc120 (2 travées chargées)  $R_{Mc120} = 116.356 \text{ t.}$

$$\text{Donc : } R_{A(l)} = \frac{116.356}{9} = 12.928 \text{ t/appui.}$$

Avec :

- $R_1$  : charge permanente due de poutre de rive :  $R_1 = 2.14 \times 26 = 55.64 t$
- $R_2$  : charge permanente due de poutre d'intermédiaire :  $R_2 = 1.61 \times 26 = 41.86 t$
- $R_3$  : charge permanente due de poutre à coté de rive :  $R_3 = 1.81 \times 26 = 47.06 t$

combinaisons	E. L. U	E. L. S
I	$1,35 G + 1,6[Max(A, B)]$	$G + 1,2[Max(A, B)]$
II	$1,35 G + 1,35Max[M_{C120}]$	$G + Max[M_{C120}]$

combinaisons	E. L. U (t)			E. L. S (t)		
	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$R_1$	$R_2$	$R_3$
I	102.692	84.089	91.109	76.249	62.469	67.669
II	100.6	81.98	89.018	74.519	60.739	65.939

Figure.5 : combinaison des charges concentrées

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 1

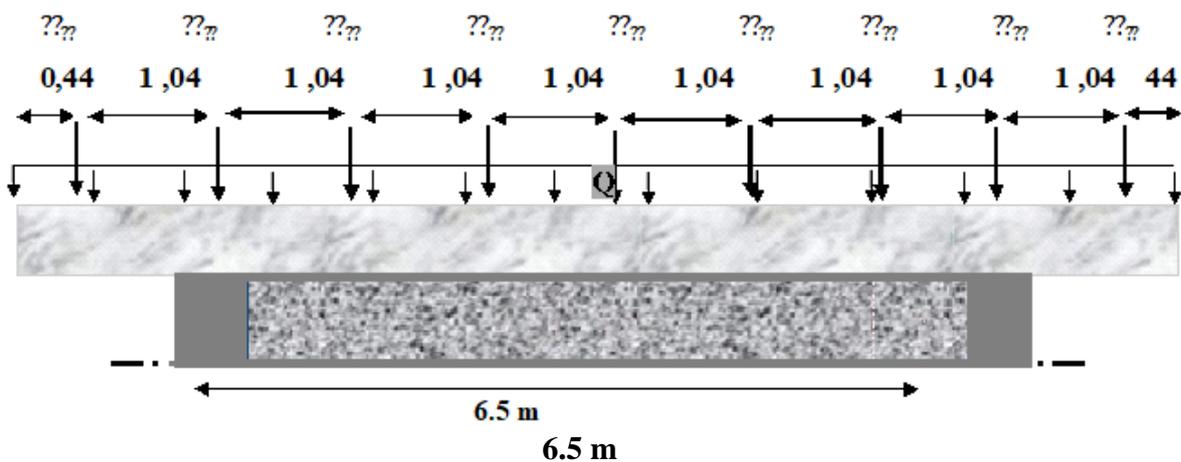


Figure 5: sollicitation sur chevêtre

Pour calculer les efforts internes (M, T), on utilise la méthode de **R.D.M**, qui nous a données les résultats suivants :

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
<b>M (t.m)</b>	<b>93.578</b>	<b>69.482</b>
<b>T(t)</b>	<b>138.634</b>	<b>102.936</b>

Figure 7: efforts sur chevêtre

## 4.2 Calcul de ferrailage

### 4.2.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27$  MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d_1 = 1,15 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

$$A_s = 18.88 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,346$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

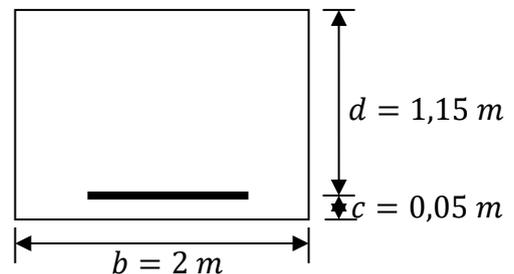
$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 2 \times 1,15^2 \times 15,3 \times 10^2 = 15.864 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{15.864}{1,346} = 11.786 \text{ t.m}$$

$$M_S = 0,695 \leq M_{ls} = 11.786 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{69,48 \times 10^{-2}}{2 \times 1,15^2 \times 16,2} = 0,0163$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,033$$



$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{\text{ser}} = 25.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{\text{ser}} > A_{\text{Su}} \Rightarrow A_s = 25.62 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

- **ELU :**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{\text{sc}} = 0 \text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{\text{su}} = 0 \text{ cm}^2$

#### 4.2.2 Condition de non fragilité

$$A_{\text{Smin}} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{\text{Smin}} > 0,23 \frac{2 \times 1,15 \times 2,22}{500} = 23,49 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{Smin}} < A_s$ , donc : On adopte : **9HA20 (28,27cm<sup>2</sup>)**

Finalelement on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_s = 25.62 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 9 \text{ HA20 (28,27cm}^2\text{)} \\ \text{En travée : } A_s = 23.49 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 8 \text{ HA20(25.13 cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

#### 4.2.3 Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T = 138.634t$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{138.634 \times 10^{-2}}{2 \times 1,15} = 0,797 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à  $90^\circ$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,797 - 0,3 \times 2,22) \times 2}{0,8 \times 500} = 0,0655 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

#### 4.2.4 Le pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 2}{500} = 0,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,0655 < 0,16 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} > 0,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

#### 4.2.5 Choix des armatures :

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left( \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{MIN}(\{20 ; 34,28 ; 200\})$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 15 cm.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,16 \quad A_t = 0,16 \times 15 = 2,4 \text{ cm}^2$$

### 4.3 Etude de la torsion du chevêtre :

La poutre à section se comporte comme des sections tubulaires vis à vis de la résistance à la torsion. la partie inférieure ne contribue pas à la résistance.

La torsion du chevêtre est due à la l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

**Donc** : pour satisfaire, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente.

Le moment de torsion :  $M_t = R \cdot e$

$R$  : La réaction due au système D240 dans le cas d'une travée chargée

#### 4.3.1 Calcul du moment de torsion :

$$R_{\text{max}} = R(\text{Mc120}) = 106,71 \text{ t}$$

$$M_t = R \cdot e = \left( \frac{106,71}{9} \right) \times 0,55 = 6,51 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console :

$$M_u = 1,35 \cdot M_t$$

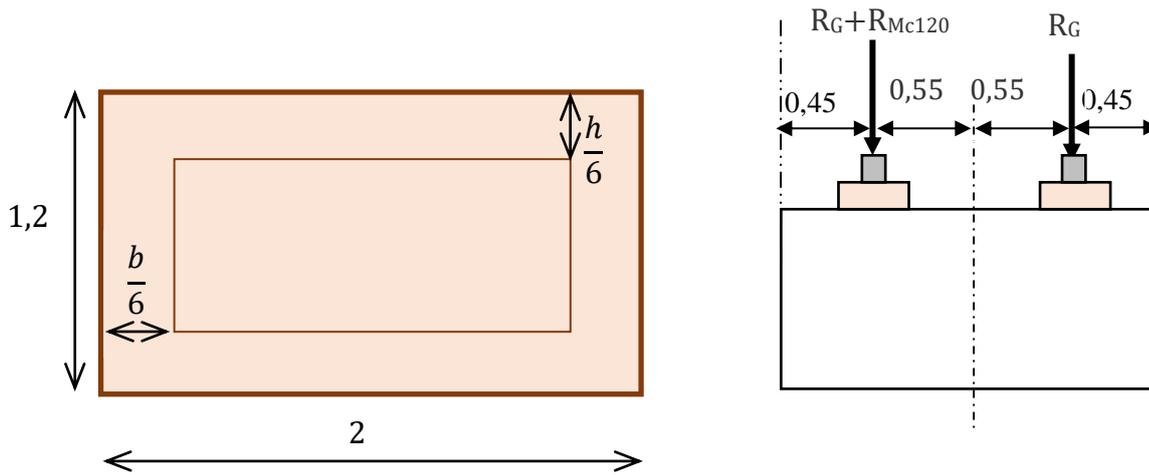


Figure.8 : Coupe transversale du chevêtre

#### 4.3.2 Les armatures longitudinales

$$A_L = \frac{v \cdot M_t}{2 \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\Omega$ : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

$v$ : Périmètre du contour

$$v = 2 \times \left[ \left( 1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) + \left( 2 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) \right]$$

$$v = 4,27 \text{ m}$$

$$\Omega = \left( 1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) \left( 2 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) = 1,07 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35 \cdot M_t = 1,35 \times 6,51 = 8,788 \text{ t.m}$$

$$A_L = \frac{4,27 \times 8,788 \times 10^{-2}}{2 \times 1,07 \times \frac{500}{1,15}} = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 4,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 6 HA10 (4,71 cm}^2 \text{)}$$

#### 4.3.3 Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{8,788 \times 10^{-2}}{2 \times 1,07 \times \left( \frac{500}{1,15} \right)} = 0,945 \times 10^{-2} \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,00945 \text{ cm.}$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 15 \times 0,00945 = 0,1425 \text{ cm}^2.$$

#### 4.3.4 Les armatures du chevêtre

- **AS super** :  $A_s = 25,62 \text{ cm}^2$  ; Soit 9HA20 = 28,27cm<sup>2</sup>
- **AS inf** :  $A_{s \text{ travée}} = 23.49 \text{ cm}^2$  soit 8 HA20 = 25,13cm<sup>2</sup>
- **AS tran** :  $A_s = 2,4 + 0,1425 = 2.543$  ; soit 2 cadre HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup> St 15
- **AS torsion** :  $A_s = 4.1 \text{ cm}^2$  ; soit 4 HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>

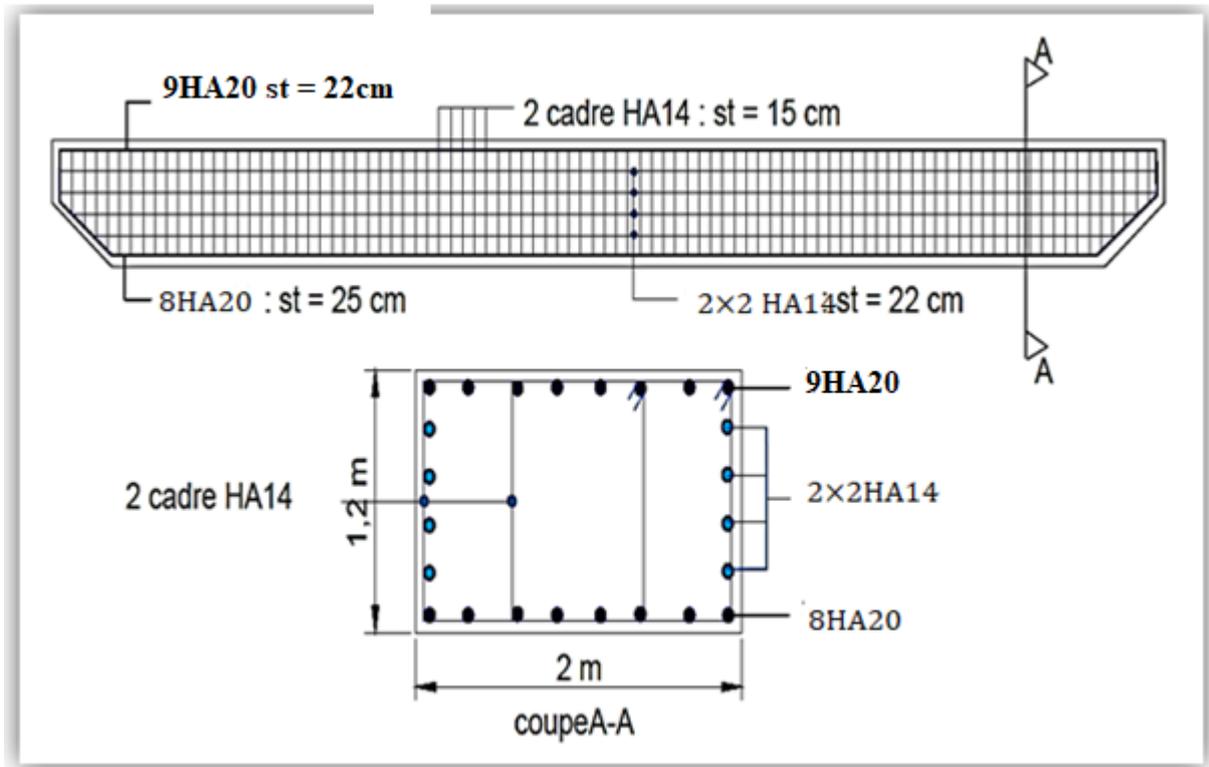


Figure.9 : Schéma de ferrailage de chevêtre

## 5 Etude du fût :

Le fût est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges).

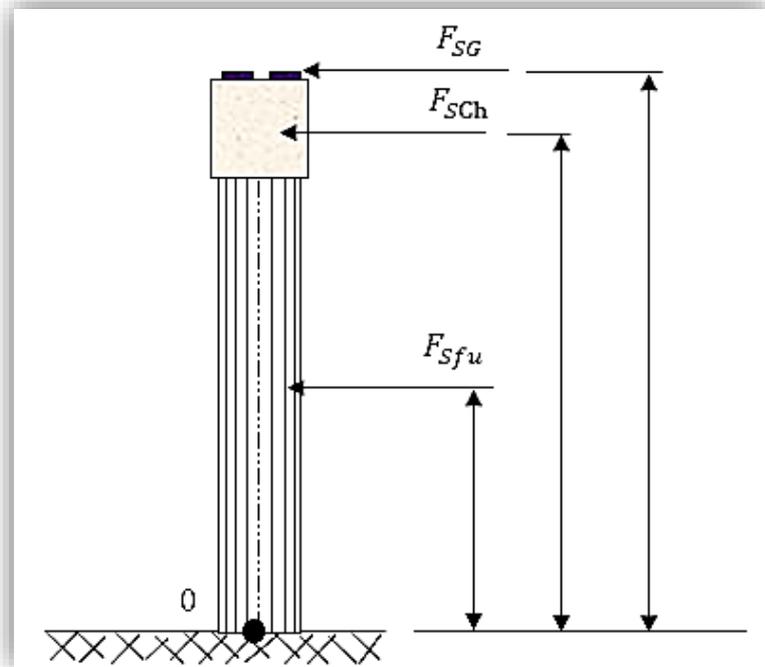


Figure.10 : Charges appliquées au fut

### 5.1 Calcul des sollicitations :

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier et le chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

#### 5.1.1 Le poids du fut :

$$G_f = 150 \text{ t}$$

#### 5.1.2 Réaction du au poids du tablier et de chevêtre :

$$R_{\text{tab}} = 431.83 \text{ t.}$$

$$R_{ch} = 150 \text{ t}$$

$$G = G_f + R_{tab} + R_{ch} = 57 + 431.83 + 150 = 638.83 \text{ t.}$$

$$G = 638.83 \text{ t.}$$

### 5.1.3 Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargée	2 travées chargées
<b>A(L)+trot</b>	<b>1 vc</b>	48.828	66.924
	<b>2 vc</b>	88.475	121.633
<b>Bc+trot</b>	<b>1 file</b>	50.941	61.037
	<b>2 files</b>	101.883	108.848
	<b>B<sub>Cmin</sub></b>	2,28	/
<b>Mc120</b>		106.71	116.356

**Tableau.12.3 : Réaction dues aux surcharges.**

**Tableau 3: Réaction dues aux surcharges**

### 5.1.4 Le freinage :

#### A- Système A(L) :

Exemple de calcul pour 02travée chargée, 03voies chargée (le cas le plus défavorable) :

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{53.1 + 12} = 0,783 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (26 \times 2 + 1,1) \times 6 = 318.6 \text{ m}^2$$

$$A = 0,7863 \times 0,9 \times 1 \times 318.6 = 224,517 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 318.6} \times 224,517$$

$$H_{A(l)} = 10.628 \text{ t}$$

Soit : 5.317 t par appuis.

Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 5.317 \times (0,2 + 1,2 + 8) = 57.955 \text{ t.m}$$

Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 26m.

	Largeur	S	A(L)	H <sub>A(L)</sub>
1 vc	3	78	1,177	4,528
2 vc	6	156	1,177	8,043

**Tableau 4: Moment pour une travée chargée**

Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 53.1 m.

	Largeur	S	A(L)	H <sub>A(L)</sub>
1 vc	3	159,3	0,783	6,067
2 vc	6	318,6	0,783	10,628

**Tableau 4: Moment pour deux travées chargées**

### B- Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_B = 30$  t , chaque appui supporte une force de freinage égal  $30/2 = 15$ t.

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{A(L)} = 15 \times (0,2 + 1,20 + 8) = 141 \text{ t.m}$$

			H <sub>frein</sub>	M <sub>frein</sub>
A(L)	1 trav	1 vc	4,528	42.563
		2 vc	8,043	75.604
	2 trav	1 vc	6,067	57.03
		2 vc	10,628	99.903
Bc			15	141

**Tableau 5: Moment crée par freinage**

### C- Le séisme :

➤ L'effort sismique horizontal pour la fut :

**Tablier :**  $F_{tH} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 431.83 = 107.958$  t.

**Chevêtre:**  $F_{chH} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,25 \times 57 = 14.25$  t.

**Fut :**  $F_{fuH} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = \varepsilon_h \times G_{fut} = 37.5$  t.

**sol sur semelle :**  $F_{terH} = \varepsilon_h \cdot G_{ter} = 0,25 \times 236.25 = 59.063$  t.

$$F_{H \text{ tot}} = 218.77 \text{ t.}$$

➤ L'effort sismique vertical :

$$G_T = R_{\text{tab}} + R_{\text{fu}} + R_{\text{ch}} = 638.83 \text{ t}$$

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 638.83 = 594.112 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 638.83 = 683.548 \text{ t}$$

➤ Le moment dû à l'effort sismique horizontal :

$$M_{\text{FS}/0} = (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{fuH} \times Y_{fu} + F_{\text{ter}H} \times Y_{\text{ter}})$$

$$M_{\text{FS}/0} = (107.985 \times 9.4 + 14.25 \times 8.6 + 37.5 \times 4 + 59.063 \times 1.25)$$

$$M_{\text{FS}/0} = 1361.438 \text{ t.m.}$$

## 5.2 Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal  $N$  et le moment longitudinal  $M_{\text{long}}$  qui se résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant *SECOTEC*.

### 5.2.1 Conditions normales

**Combinaison 01 :** G+A(L) (ou Bc) + H<sub>f</sub> [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + R[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein//}} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

**Combinaison 02 :** G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(M_{\text{C120}})$$

$$M_{\text{long}} = 1,35 M_{\text{long}}(M_{\text{C120}})$$

			N(t)	M <sub>long</sub>	e (m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )
01 trav	A(L)	1 vc	706.004	85.533	0,121	0
		2 vc	745.651	148.314	0,199	0
	Bc	1 file	708.117	185.824	0,262	0
		2 files	759.059	225.509	0,2278	0
		Bc <sub>min</sub>	662.381	145.581	0,1437	0
Mc120			763.381	79.233	0,091	0
		1 vc	724.1	91.248	0,0380	0

02 trav	A(L)	2 vc	778.809	159.845	0,0712	0
	Bc	1 file	718.213	232.085	0,1410	0
		2 files	766.024	238.333	0,1408	0
Mc120			773.532	0	0	0

Tableau 6: combinaison 01 et 02

### 5.2.2 Conditions sismique

➤ Séisme perpendiculaire à l'axe de la pile :

Combinaison 03 : G+E.L.

$$N = F_{Vmin} = 594.112 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 1361.438 \text{ t.m.}$$

$$A_S = 296 \text{ cm}^2$$

Combinaison 04 : G+E.L+A(L) (ou Bc).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{freinL} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

			N(t)	M <sub>long</sub>	e (m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )
01 trav	A(L)	1 vc	623.409	1403.09	2.251	306
		2 vc	647.197	1434.07	2.216	308
	Bc	1 file	624.677	1462.85	2.342	323
		2 files	<b>655.242</b>	<b>1477.73</b>	<b>2.255</b>	<b>325</b>
		Bc min	597.235	1447.84	2.424	318
02 trav	A(L)	1 vc	634.266	1395.66	2.244	302
		2 vc	667.092	1421.44	2.2	304
	Bc	1 file	630.734	1448.46	2.296	310
		2 files	659.421	1450.84	2.2	312
Combinaison 03			594.112	1361.43	2.29	296

Tableau 7: combinaison 04

❖ Exemple de calcul :

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 2fils ; 1 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir

$$N = +F_{V\min} + 0,6 \times R_{BC} (1\text{travée}, 2 \text{voies})$$

$$N = 594.112 + 0,6 \times 101.883 = 655.242 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{longBc}} (1\text{travée}, 2 \text{vois}) + M_{\text{freiBc}})$$

$$M_{\text{long}} = 1361.438 + (0,6 \times 52.818) + 0,6 \times 141 = 1477.73 \text{ t.m}$$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par *SOCOTEC* est donnée par le cas de condition sismique (séisme perpendiculaire à l'axe de pile), Combinaison 04 (cas de Bc 2 files chargée).

$$\text{Avec: } \begin{cases} e = 2,255 \text{ m.} \\ A_S = 325 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### 5.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}$$

$$i = 0,288 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{5,6}{0,288} = 19,444$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que :  $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50, \text{MIN} \left( \frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50, \text{MIN} \left( \frac{67 \times 2,255}{1}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$\lambda = 19,444 < \lambda' = 100$ : Pas de risque de flambement

### 5.4 Calcul de ferrailage :

#### 5.4.1 Longitudinal :

Les résultats obtenu par *SECOTEC* est :

$$A_{St} = 325 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ La section d'armature minimale

$$A_{S\min} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 375 \text{ cm}^2$$

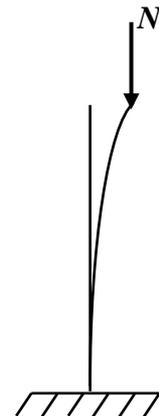


Figure.11: Effet de flambement

$$A_{Smin} = 187.5 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{Smin} < A_{St}$

soit **62 HA 25 . St= 12 cm**

#### 5.4.2 Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{htot} + 0,6 \times H_{f \perp Bc} = 223.357 + 0,6 \times 15 = 232.357 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{232.357 \times 10^{-2}}{7.5 \times 0,90} = 0,43 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

#### A- Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{long}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1000}{35}, 32, \frac{7500}{10} \right\} = 28,5 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 25$

#### B- Espacement :

$$S_t \leq \text{MIN} \{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### C- Section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,287 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 14,10 = -0,00267 \text{ m}^2$$

#### D- Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA} \right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7.5 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 20 \times 0.6 = 12 \text{ cm}^2$ .

Soit : **At= 9 HA 14 (13.85 cm<sup>2</sup>)**

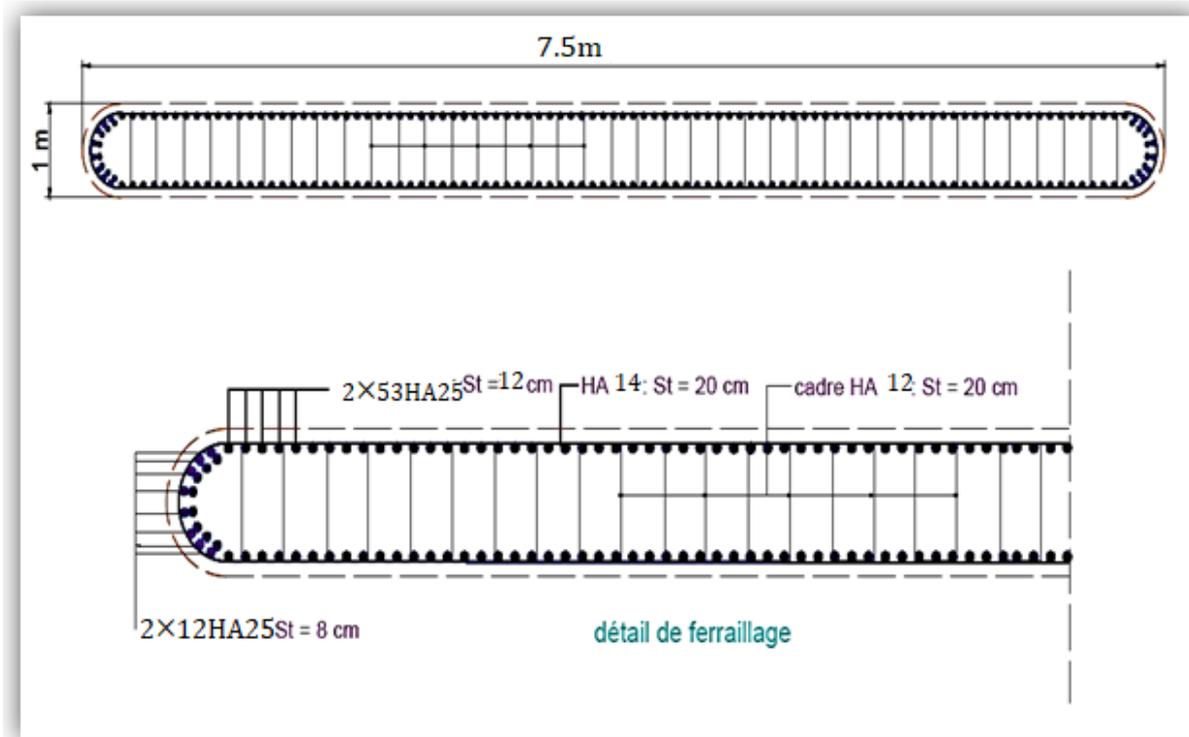


Figure.12 : Schéma de ferrailage du mur

## 6 Etude de semelle :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui produisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent, des moments.

Pour que ces moments soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastés dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

- Longueur :  $D = 10$  m.
- Largeur :  $B = 6$  m.
- Épaisseur :  $E = 1,5$  m.

### 6.1 Calcul des charges :

#### 6.1.1 Charges permanentes :

Charge	Poids G (t)
Superstructure	431.83
Dés d'appuis et butté de sécurité	2.25

<b>Chevêtre</b>	54.75
<b>Fût</b>	150
<b>Poids de la semelle</b>	225
<b>Poids des terres</b>	236.25
<b>Le poids total de la pile</b>	668.25
<b>Le poids total</b>	<b>431.83+668.25 = 1100.08</b>

Tableau 8: charge permanente sur semelle

### 6.1.2 Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2- .

### 6.1.3 Le freinage :

#### ▪ Système A(L):

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,2 + 1,20 + 8 + 1,5) = HA(L) \times 10,9 \text{ t}$$

#### ▪ Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_B = 30 \text{ t}$ , chaque appui supporte une force de freinage égal :  $30/2 = 15\text{t}$

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 1,20 + 8 + 1,5) = 163,5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

			<b>H<sub>frein</sub></b>	<b>M<sub>frein</sub></b>
<b>A(L)</b>	<b>1 trav</b>	<b>1 vc</b>	4,528	49.355
		<b>2 vc</b>	8,043	87.669
	<b>2 trav</b>	<b>1 vc</b>	6,067	66.13
		<b>2 vc</b>	10,628	115.845
<b>Bc</b>			15	163.5

Tableau 9: moment due au freinage

#### A- Le séisme :

##### ➤ L'effort sismique horizontal :

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 1100,08 = 275,02 \text{ t}$$

##### ➤ L'effort sismique vertical :

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 1100,08 = 1023,074 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 1100,08 = 1177,086 \text{ t}$$

➤ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{SSE} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 (431,83 \times 10,9 + 57 \times 10,1 + 150 \times 5,5 + 236,25 \times 2,75 + 225 \times 0,75) = \mathbf{1731,521 \text{ t.m}}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

- **1<sup>er</sup> cas :** une seule travée chargée.
- **2<sup>ème</sup> cas :** 2 travées chargées.

**Cas 1:** 1 travée chargée :

La contrainte admissible du sol est supposée égale : **30 t/m<sup>2</sup>** et ont vérifié que :  $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$   
**Tel que :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \quad \sigma_{ref} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

#### 6.1.4 Calcul des combinaisons

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que les convois Mc120 seront combinés avec le séisme.

- **Conditions normales**
- **Combinaison 01 :** G + A(L) (ou Bc) + H<sub>f</sub> [A(L) (ou Bc)] + trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = G + 1,2R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,2(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)] + M_{trot}(0)$$

- **Combinaison 02 :** G+ Mc120

$$N = G + R(M_{C120})$$

$$M_{long} = M_{long}(M_{C120})$$

			N (t/ml)	M <sub>nette</sub> (t.m/ml)	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>ref</sub> (t/m <sup>2</sup> )
<b>1 trav</b>	<b>A(L) + trot</b>	<b>2 vc</b>	1224.6	161.67	0.132	23.104	17.716	19.063
	<b>Bc + trot</b>	<b>2 files</b>	<b>1240.67</b>	<b>261.51</b>	<b>0.210</b>	<b>25.02</b>	<b>16.335</b>	<b>18.507</b>
<b>Bc<sub>min</sub></b>			1128.2	199.64	0.176	22.113	15.494	17.147
<b>Mc120</b>			1225.14	58.691	0.048	21.4	19.439	19.929

- **Conditions sismiques :**

➤ **Séisme longitudinal :**

- **Combinaison 03 :** G + E

$$N = F_{Vmin} = 1023.074 \text{ t/ml}$$

$$M_{long} = M_{siesme} = 1731.521 \text{ t.m/ml}$$

- **Combinaison 04** : G+E+A(L) (ou Bc) + trottoir (1tro chargé, 2trav)

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6 [ (M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

			N (t/ml)	M <sub>nette</sub> (t.m/ml)	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>ref</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1 trav	A(L) + trot	2 vc	1093.23	1812.34	1.658	48.43	-11.98	3.116
	Bc + trot	2 files	<b>1101.27</b>	<b>1861.3</b>	<b>1.69</b>	<b>49.36</b>	<b>-12.665</b>	<b>2.845</b>
<b>Combinaison 03</b>			1023.074	1731.52	1.692	45.905	-12.36	2.488

Cas 2 : 2 travées chargées :

❖ Conditions normales :

			N (t/ml)	M <sub>nette</sub> (t.m/ml)	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>ref</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1 trav	A(L) + trot	2 vc	1264.4	139.01	0,11	22.464	19.682	20.378
	Bc + trot	2 files	1249.05	205.75	0.165	22.878	18.757	19.787
<b>Mc120</b>			1234.8	0	0	20.58	20.58	20.58

❖ Conditions sismiques :

			N (t/ml)	M <sub>nette</sub> (t.m/ml)	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>ref</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1 trav	A(L) + trot	2 vc	1096.12	1801.02	1.643	48.279	-12.3	3.126
	Bc + trot	2 files	1088.45	1834.38	1.685	48.708	-12.984	2.716
<b>Combinaison 03</b>			1023.074	1731.52	1.692	45.905	-12.36	2.488

## 7. Ferrailage de la semelle :

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée (conditions normale). On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 25.02 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 16.335 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{ref} = 18.507 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$e_0 = 0,21$$

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée (conditions sismique).

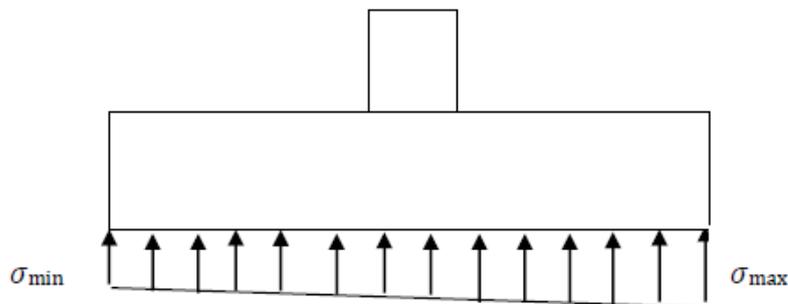
On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 49.36 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -12.665 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\text{ref}} = 2.845 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$e_0 = 1,69 \text{ m}$$

#### ❖ Conditions normale

$e_0 = 0,21 \text{ m} < B/6 = 6/6 = 1\text{m}$ .  $\Rightarrow$  C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal



**Le diagramme des contraintes est trapézoïdal**

#### ❖ Conditions sismique :

$e_0 = 1,69 \text{ m} > B/6 = 6/6 = 1\text{m}$ .  $\Rightarrow$  C.A.D le diagramme des contraintes est triangulaire.

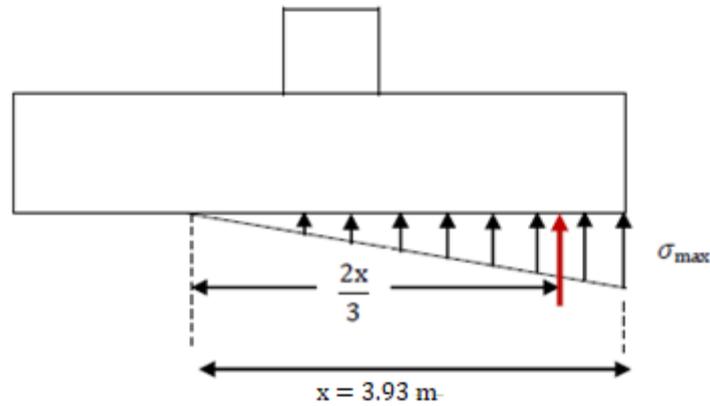
$$x = \left( \frac{B}{2} - e_0 \right) \Rightarrow x = 3 \left( \frac{6}{2} - 1,69 \right) = 3.93 \text{ m}$$

$$\sigma = Ax + B \quad \sigma = 0 \quad x = 0$$

$$\sigma = 49.36 \text{ t/m}^2$$

$$A = 49.36/3.93 = 12.56 \text{ m} \quad \text{et } B = 0$$

$$\text{Pour : } x = 2.62 \text{ m. } \sigma = 12.56 \times 2.62 = 32.9 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 30 \text{ t/m}^2$$



Le diagramme des contraintes est triangulaire.

- La condition de Renversement n est pas verifie (C .N .V )  
 Dans ce que on proposer une largeur de la semelle Lb = 7 m

			N (t /ml)	M <sub>nette</sub> (t.m/ml)	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>ref</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1 trav	A(L) + trot	2 vc	1093.23	1812.34	1.658	37.812	-6.577	4.52
	Bc + trot	2 files	<b>1101.27</b>	<b>1861.3</b>	<b>1.69</b>	<b>38.522</b>	<b>-7.057</b>	<b>4.338</b>
<b>Combinaison 03</b>			1023.074	1731.52	1.692	35.812	-6.581	4.017

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 38.522 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -7.057 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\text{ref}} = 4.338 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

e<sub>0</sub> = 1.69m

e<sub>0</sub> = 1,69 m > B/6 = 7/6 = 1.167 m. ⇒ C.A.D le diagramme des contraintes et triangulaire.

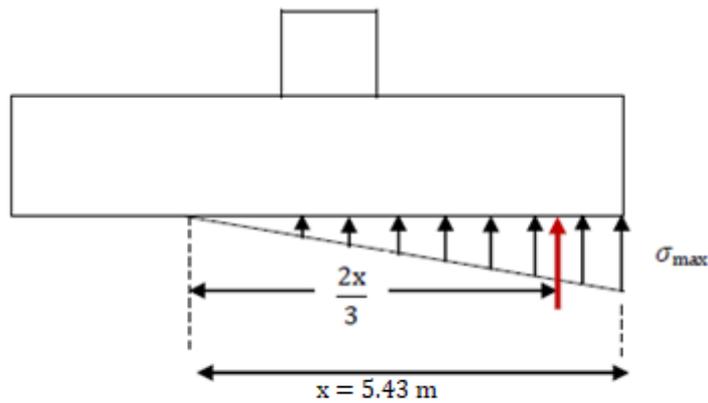
$$x = \left( \frac{B}{2} - e_0 \right) \Rightarrow x = 3 \left( \frac{7}{2} - 1,69 \right) = 5.43 \text{ m}$$

$$\sigma = Ax+B \quad \sigma = 0 \quad x = 0$$

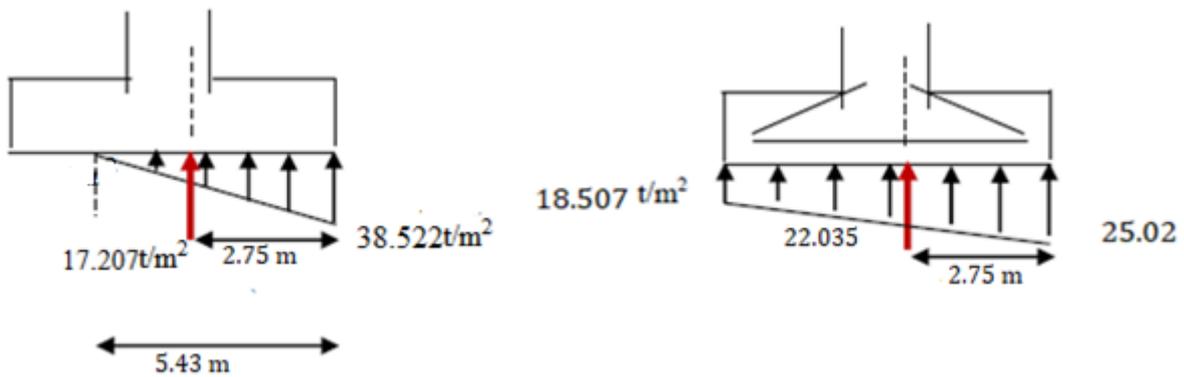
$$\sigma = 38.522 \text{ t/m}^2$$

$$A = 38.522 / 5.43 = 7.094 \text{ m} \quad \text{et } B = 0$$

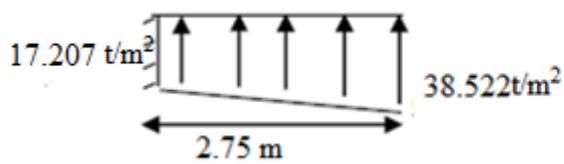
$$\text{Pour : } x = 3.62 \text{ m. } \sigma = 7.094 \times 3.62 = 25.681 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 30 \text{ t/m}^2$$



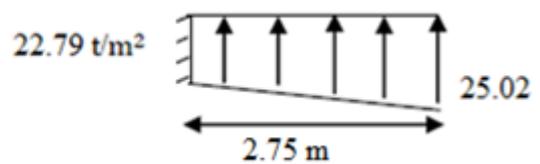
Le diagramme des contraintes est triangulaire.



$tg\theta = 1.45/2.75 = 27.8^\circ < 45^\circ \Rightarrow$  On applique la méthode des consoles



Condition sismique



Condition normale

**Condition normale :**

$$M_{Ser} = ((25.02 - 22.79) \times (2.75/2) \times (2.75 \times 2/3) + (22.79 \times 2.75 \times 2.75/3))$$

$$M_{Ser} = 75.675 \text{ t.m}$$

**Condition sismique :**

$$M_{Ser} = ((38.522 - 17.207) \times (2.75/2) \times (2.75 \times 2/3) + (17.207 \times 2.75 \times 2.75/3))$$

$$M_{Ser} = 97.108 \text{ t.m}$$

D'après RPOA ; Si  $A_s$  n'atteint pas la section minimale l'en

prend :  $A_s = 0,25\% \times A_b = 37,50 \text{ cm}^2$  Soit 8HA25 = 39,27cm<sup>2</sup>

Nappe supérieur :

$A_s = 0,1\% \times A_b = 15 \text{ cm}^2$  Soit 5HA20 = 15,71 cm<sup>2</sup>

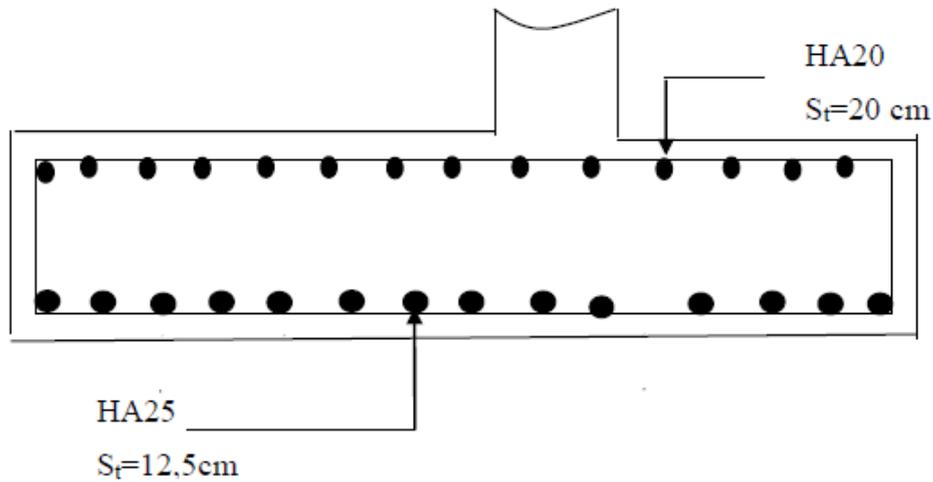


Figure.13 :Schéma de ferrailage de la semelle sous pile

## 12.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre du tablier, tous les systèmes de charge ....etc.) un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.) a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

## 1 Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont avec un rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayée).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ◆ La nature et le mode de construction du tablier.
- ◆ Les contraintes naturelles du site.
- ◆ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

## 2 Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur une semelle superficielle.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement latéral des terres de remblai.
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition.
- Une fondation : semelle reposant sur deux files de pieux (3pieux par file), de 1.20m de diamètre.

## 3 Dimensionnement des éléments de la culée :

Le calcul est effectué pour la culée C1 (la plus haute)

### 3.1 Le sommier d'appui :

Il doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis.
- La mise en place des vérins pour changer ces derniers

La largeur du sommier :

$$L_S = 8 \times 1,04 + 2 \times 0,44 = \mathbf{9,20m}$$

- 1.04 : l'entraxe entre les poutres.

Les des d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$\Rightarrow d' = \frac{b}{2} + 20.$$

$b = 50 \text{ cm}$ : Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{50}{2} + 20$$

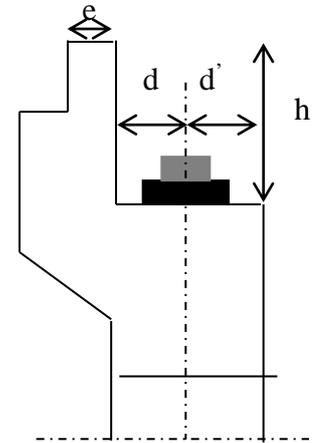
On adopte :  $d' = 80 \text{ cm}$

$d$  : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$d = 60 \text{ cm}$ .

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{140 \text{ cm}}$$



### 3.2 Le mur garde grève :

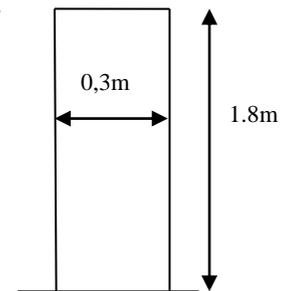
Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur  $h = 1.8 \text{ m}$

Longueur = 9.2 m

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

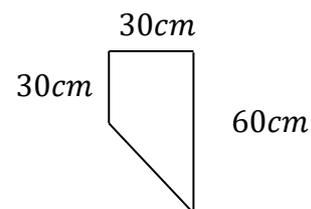
$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{1,8}{8}\right) = \mathbf{30 \text{ cm}}$$



### 3.3 Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

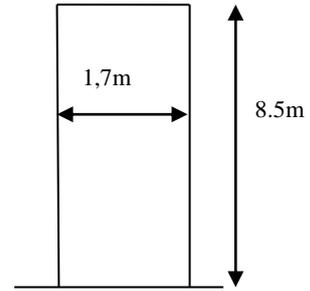
L'épaisseur courante du corbeau est 30cm



**3.4 Le mur frontal (mur antérieur) :**

Hauteur = 8.5 m

Épaisseur=1,7m

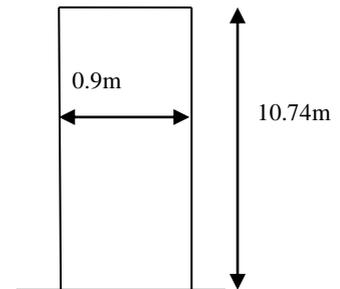


**3.5 Le mur en retour :**

Longueur : L = 10.7m.

Hauteur : H= 10.74 m

Epaisseur : e = 0,9 m.

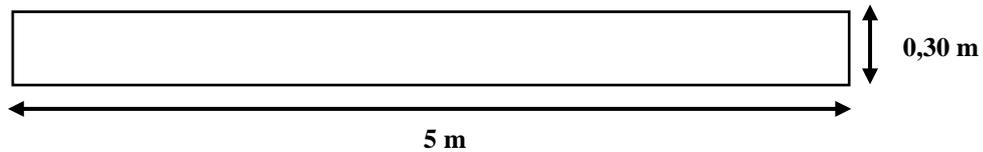


**3.6 La dalle de transition :**

- Longueur suivant l'axe longitudinal du pont :L = 5m.

- Longueur suivant l'axe transversal du pont :L = 9.2 – 2 × 0,9 = 7.4 m.

- Epaisseur : e = 0,30cm.



**3.7 Détail de culée :**

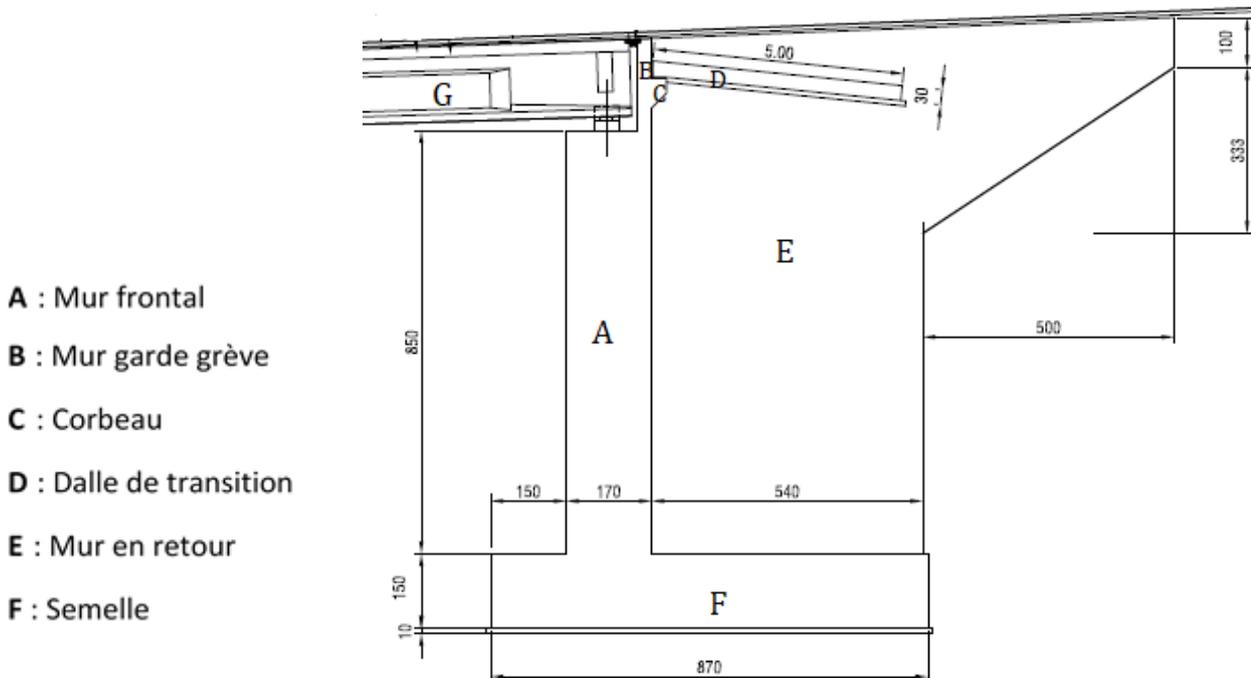


Figure. 1 : morphologie de la culée

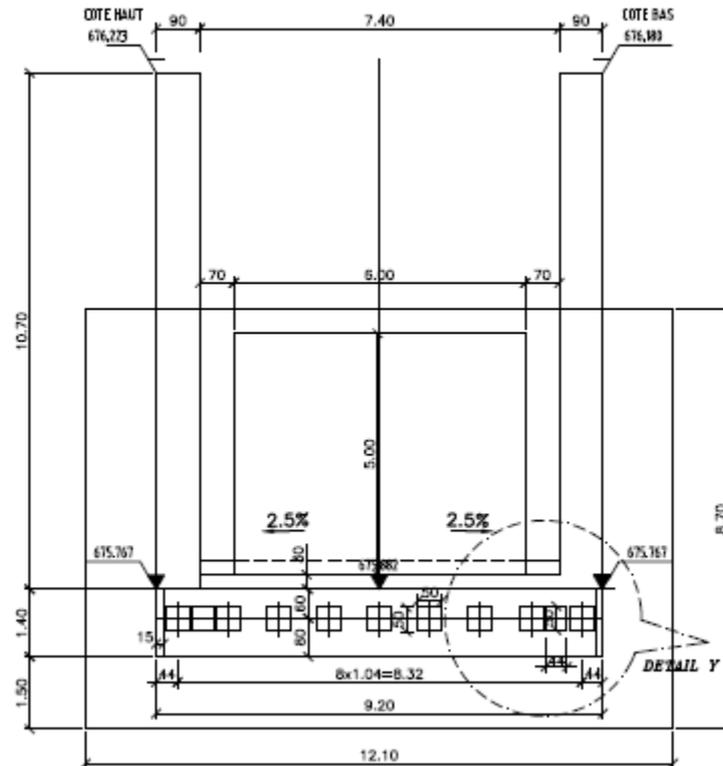


Figure. 2 : culée –coupe B-

### 3.8 La fondation :

- La semelle:

Épaisseur : 1,50 m

Largeur : 8.70 m

Longueur : 12.10

### 4 Vérification de la stabilité de la culée :

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est parce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- Les sollicitations verticales :

- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Poids des éléments constitutifs.
- ✓ Les surcharges.

- **Les sollicitations horizontales :**

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge  $Q = 1t/m^2$  (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

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

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg} \left( \frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

$\varphi = 35^\circ$ , angle de frottement,

$\alpha = 0^\circ$ , angle des talus

$\beta = 0^\circ$  ; inclinaison de la culée,

$\delta = 0^\circ$  ; angle de frottement remblai de culée, ( $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ , est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche. c-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers  $\delta = 0^\circ$ )

Le coefficient de poussé pour les différentes conditions est présenté dans le tableau ci-dessous :

Actions	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	$K$	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
<b>CN</b>	0	0	1,0000	0,00	0,436
<b>SH</b>	0,25	0	1,031	14,036	0,328
<b>SH + SV ↑</b>	0,25	-0,07	0,963	15,46	0,309
<b>SH + SV ↓</b>	0,25	0,07	1,099	13.15	0,397

*Tableau .1 : Coefficient de poussée*

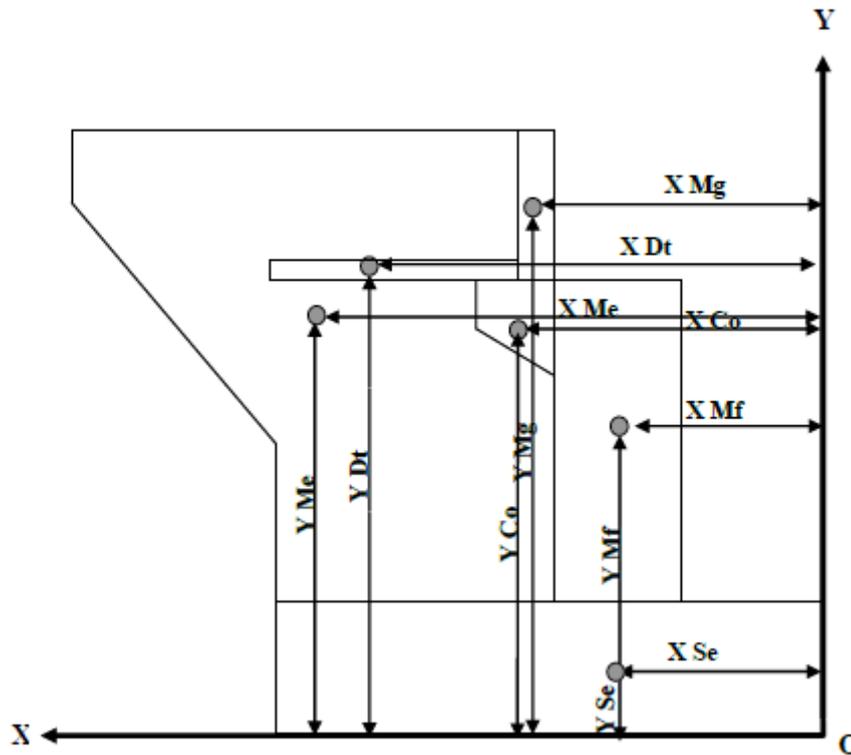


Figure .3 : CDG des éléments de la culée

4.1 Calcul des sollicitations :

- ❖  $M_s$  : Moments stabilisant dû à  $F_v$ .
- ❖  $M_r$  : Moments renversant dû à  $F_H$ .

Désignation		Poids(t)	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	H	V (m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Mur garde grève	CN	12,42	0	12,42	3.05	10.9	37.881	0
	SH	12,42	3.105	12,42	3.05	10.9	37.881	33.845
	SH+SV1	12,42	3.105	11,5506	3.05	10.9	35.229	33.845
	SH+SV2	12,42	3.105	13,2894	3.05	10.9	40.5327	33.845
Corbeau	CN	2,5	0	2,5	3.33	10.7	8.325	0
	SH	2,5	0,625	2,5	3.33	10.7	8.325	6.688
	SH+SV1	2,5	0,625	2,325	3.33	10.7	7.742	6.688
	SH+SV2	2,5	0,625	2,675	3.33	10.7	8.908	6.688
Mur en retour	CN	313.94	0	313.94	8.5	7.6	2668.5	0
	SH	313.94	78.485	313.94	8.5	7.6	2668.5	596.486
	SH+SV1	313.94	78.485	291.96	8.5	7.6	2481.66	596.486
	SH+SV2	313.94	78.485	335.92	8.5	7.6	2855.32	596.486

<b>Mur frontal</b>	CN	332.35	0	332.35	2.35	5.75	781.023	0
	SH	332.35	83.088	332.35	2.35	5.75	781.023	477.756
	SH+SV1	332.35	83.088	309.086	2.35	5.75	726.352	477.756
	SH+SV2	332.35	83.088	355.615	2.35	5.75	835.695	477.756
<b>Semelle</b>	CN	394.763	0	394.763	4.35	0,75	1717.22	0
	SH	394.763	98.69	394.763	4.35	0,75	1717.22	74.0175
	SH+SV1	394.763	98.69	367.13	4.35	0,75	1597.02	74.0175
	SH+SV2	394.763	98.69	422.4	4.35	0,75	1837.44	74.0175
<b>Total culée à vide</b>	CN	1056	0	1056	/	/	5212.95	0
	SH	1056	264	1056	/	/	5212.95	1188.793
	SH+SV1	1056	264	982.08	/	/	4848.003	1188.793
	SH+SV2	1056	264	1129.92	/	/	5577.901	1188.793
<b>Dalle de transition</b>	CN	27.75	0	27.75	5,7	11.05	158.175	0
	SH	27.75	6.938	27.75	5,7	11.05	158.175	76.665
	SH+SV1	27.75	6.938	25.808	5,7	11.05	147.106	76.665
	SH+SV2	27.75	6.938	29.693	5,7	11.05	169.25	76.665
<b>Remblais sur la dalle de transitions</b>	CN	33.3	0	33.3	5.7	11.55	189.81	0
	SH	33.3	8.325	33.3	5.7	11.55	189.81	96.154
	SH+SV1	33.3	8.325	30.97	5.7	11.55	176.53	96.154
	SH+SV2	33.3	8.325	35.631	5.7	11.55	203.1	96.154
<b>Remblais sur la semelle</b>	CN	564.67	0	564.67	5.9	3.25	3331.55	0,00
	SH	564.67	141.167	564.67	5.9	3.25	3331.55	458.79
	SH+SV1	564.67	141.167	525.142	5.9	3.25	3098.34	458.79
	SH+SV2	564.67	141.167	604.196	5.9	3.25	3564.756	458.79
<b>La surcharge Q (t/m<sup>2</sup>)</b>	CN	37	0	37	5.7	11.8	210.9	0
	SH	37	9.25	37	5.7	11.8	210.9	109.15
	SH+SV1	37	9.25	34.41	5.7	11.8	196.137	109.15
	SH+SV2	37	9.25	39.6	5.7	11.8	225.72	109.15
<b>Total culée + remblai</b>	CN	1718.72	0	1718.72	/	/	9103.385	0,00
	SH	1718.72	429,68	1718.72	/	/	9103.385	1929.55
	SH+SV1	1718.72	429.68	1598.41	/	/	8466.116	1929.55
	SH+SV2	1718.72	429,68	1839,03	/	/	9740.727	1929.55

Tableau. 2 : Calcul des sollicitations

#### 4.1.1 Poussée dues aux terres et surcharge :

La poussée des terres sur une masse de hauteur  $H$  et de largeur  $L$  est :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (triangulaire).}$$

La poussée due aux surcharges.  $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

Désignation		Calcul des poids	$F_H$ (t)	V	V(m)	$M_r$ (t.m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	$0,5 \cdot 10,3^2 \cdot 9,2 \cdot 1,8 \cdot 0,436$	382.99	10.3/3+1,5	4,93	1888.14
	SH	$0,5 \cdot 10,3^2 \cdot 9,2 \cdot 1,8 \cdot 0,328$	288.123	10.3/3+1,5	4,93	1420.446
	SH+SV1	$0,5 \cdot 10,3^2 \cdot 9,2 \cdot 1,8 \cdot 0,309$	271.433	10.3/3+1,5	4,93	1338.165
	SH+SV2	$0,5 \cdot 10,3^2 \cdot 9,2 \cdot 1,8 \cdot 0,397$	348.735	10.3/3+1,5	4,93	1719.264
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12,1 \cdot 1,8 \cdot 0,436$	10.683	1,5/3	0,5	5.341
	SH	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12,1 \cdot 1,8 \cdot 0,328$	8.037	1,5/3	0,5	4.019
	SH+SV1	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12,1 \cdot 1,8 \cdot 0,309$	7.571	1,5/3	0,5	3.786
	SH+SV2	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12,1 \cdot 1,8 \cdot 0,397$	9.727	1,5/3	0,5	4.864
Poussée de surcharge sur mur MGG et MF	CN	$10,3 \cdot 9,2 \cdot 1 \cdot 0,436$	41,315	10.3/2+1,5	6.65	274.745
	SH	$10,3 \cdot 9,2 \cdot 1 \cdot 0,328$	31.081	10.3/2+1,5	6.65	206.689
	SH+SV1	$10,3 \cdot 9,2 \cdot 1 \cdot 0,309$	29.281	10.3/2+1,5	6.65	194.719
	SH+SV2	$10,3 \cdot 9,2 \cdot 1 \cdot 0,397$	37.62	10.3/2+1,5	6.65	250.173
Poussée de surcharge sur la semelle	CN	$1,5 \cdot 12,1 \cdot 1 \cdot 0,436$	7.913	1,5/2	0,75	5.935
	SH	$1,5 \cdot 12,1 \cdot 1 \cdot 0,328$	5.953	1,5/2	0,75	4.465
	SH+SV1	$1,5 \cdot 12,1 \cdot 1 \cdot 0,309$	5.608	1,5/2	0,75	4.206
	SH+SV2	$1,5 \cdot 12,1 \cdot 1 \cdot 0,397$	7.206	1,5/2	0,75	5.405
Poussée total	CN	/	442.901	/	/	2174.161
	SH	/	333.194	/	/	1635.619
	SH+SV1	/	313.893	/	/	1540.876
	SH+SV2	/	403.288	/	/	1979.706

Tableau.4 : Poussée des terres et surcharges

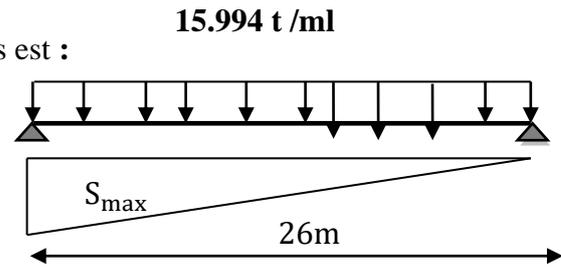
4.1.2 Calcul des efforts dus au tablier

La réaction maximale due aux charges permanentes est :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 13$$

$$R_{\max} = 13 \times 15.994 = 207.922 \text{ t}$$

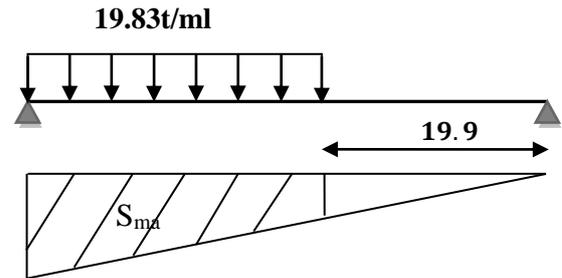


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par Mc120 :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 5.3844 \text{ m}^2$$

$$R_{\max} = 19.83 \times 5.3844 = 106.773 \text{ t}$$



Désignation		Réaction	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>S</sub> (t.m)	M <sub>R</sub> (t.m)
Permanente (tablier)	CN	207,922	0	207,922	2.3	10.3	415,844	0
	SH	207.922	51.98	207.922	2.3	10.3	415.844	535.394
	SH+SV1	207.922	51.98	193.367	2.3	10.3	386.734	535.394
	SH+SV2	207,922	51.98	222,477	2.3	10.3	444,954	535,394
Surcharge Mc120	CN	106.773	0	106.773	2.3	10.3	213.546	0
	SH	106.773	26.693	106.773	2.3	10.3	213.546	274.938
	SH+SV1	106.773	26.693	99.3	2.3	10.3	198.6	274.938
	SH+SV2	106.773	26.693	114.247	2.3	10.3	228.494	274.938

Tableau. 4 : Charge et surcharge

4.2 Vérification de la stabilité :

4.2.1 Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ Condition normale.}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ Condition sismique.}$$

4.2.2 Vérification de non glissement :

$$\eta = \left( \frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale.}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique.}$$

$$\mu: \text{Coefficient de frottement terre-béton. } \mu = \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) = 0,431.$$

### 4.3 Etapes d'exécution de la culée :

1<sup>ère</sup> Etape : culée à vide.

2<sup>ème</sup> Etape : culée à vide + tablier.

3<sup>ème</sup> Etape : culée à vide + tablier + remblais.

4<sup>ème</sup> Etape : culée à vide + tablier + remblais + surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

#### 4.3.1 1<sup>ère</sup> Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	0	1056	5212.95	0	$\infty$	$\infty$
SH+SV2	264	1129.92	5577.901	1188.793	1.8447	4.69207

Tableau. 5 : Culée vide

#### 4.3.2 2<sup>ème</sup> Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	0	1263.922	5628.794	0	$\infty$	$\infty$
SH+SV2	315.98	1352.397	6022.855	1746.187	1.8447	3.4491

Tableau .6 : Culée vide + tablier

#### 4.3.3 3<sup>ème</sup> Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	442.901	1926.642	9519.229	2174.161	1.87487	4.37834
SH+SV2	719.268	2061.507	10185.681	3725.893	1.2353	2.7338

Tableau. 7 : Culée vide + tablier + remblais

#### 4.3.4 4<sup>ème</sup> Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	442.901	2033.415	9732.775	2174.161	1.97878	4.4765
SH+SV2	745.961	2175.754	10414.175	4000.831	1.257103	2.603

Tableau .8 : Culée vide + tablier + remblais + surcharge

**Conclusion :** La stabilité de la culée vis-à-vis le glissement et le renversement est assurée.

## 5 Ferrailage de la culée :

### 5.1 Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumise essentiellement à l'action des forces horizontales, telles que :

- ◆ La poussée des terres.
- ◆ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ◆ La force de freinage.

#### 5.1.1 Evaluation des efforts :

##### A- Poussée des terres :

Soit  $P_t$  l'effort de poussée :  $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^2$

Le moment dû à cet effort :  $M_t = \frac{1}{3} \cdot h \cdot P_t$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres :  $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.271$

$\gamma_t = 1,8 \text{ t/m}^3$  : poids volumique des terres.

$h = 1.8 \text{ m}$  : hauteur du mur G.G.

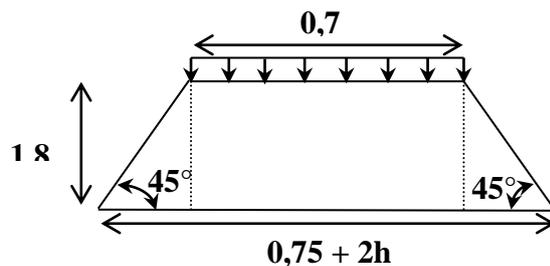
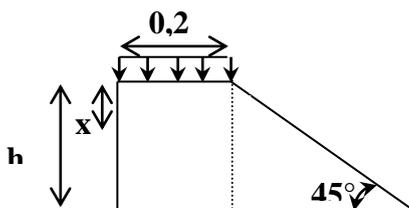
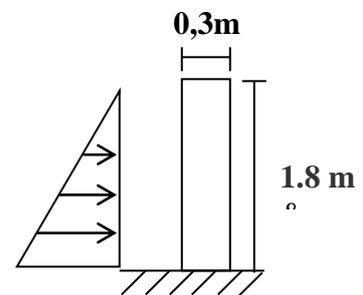
D'où  $P_t = 0.7902 \text{ t.m/ml}$

ELU:  $M_t = 0.64 \text{ t.m/ml}$

ELS:  $M_t = 0.4741 \text{ t.m/ml}$

##### B- Poussée d'une charge locale :

D'après les documents "SETRA", la sollicitation engendrée par les camions type B<sub>C</sub> étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t pour chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distancée de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.



D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{Avec : } K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a = 0,271$  : coefficient de poussée.

$b_c = 0,9$  coefficient de pondération du système  $B_c$  (pont 2 classe avec 2voies chargées).

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$h = 1.8$  m .

$\gamma$  : Coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS.

$$K_{ELU} = 1,6 \times (0,271 \times 0,9 \times 1) = 0,39$$

$$K_{ELS} = 1,2 \times (0,271 \times 0,9 \times 1) = 0,293$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \ln(0,25 + x) - x] \Big|_0^{1.8}$$

$$\text{ELU : } M_p = 2.978 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_p = 2,237 \text{ t.m/ml}$$

### C- Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left( \frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

Donc :

$$\text{ELUM}_p = 4,488 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELSM}_p = 3,366 \text{ t.m/ml}$$

### 5.1.2 Combinaison des moments :

Le moment total à l'encastrement est :

$$M_{ELU} = M_t + M_p + M_F = \mathbf{8.106 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = M_t + M_p + M_F = \mathbf{6.077 \text{ t.m/ml}}$$

### 5.1.3 Calcul des armatures :

#### A- Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

**ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

✓ Calcul de ferrailage en flexion simple

✓ Fissuration préjudiciable

✓ Béton  $f_{c28} = 27$  MPA

✓ Acier Fe 500 MPA

**Donc :**  $b_0 = 1,00$  m ;  $d = 0,3$ m ;  $d' = 0,05$ m .

$$\Rightarrow A_{su} = 7.81 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,336$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,3^2 \times 15,3 \times 10^2 = 53,98 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{53,98}{1,336} = 40,40 \text{ t.m}$$

$$M_S = 6,077 \leq M_{ls} = 40,40 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{6,077 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,3^2 \times 16,2} = 0,042$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,087$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 8,808 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 8,808 \text{ cm}^2$$

**Soit : 6HA 14** ( $A_S = 9,24 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec  $S_t=16 \text{ cm}$ .

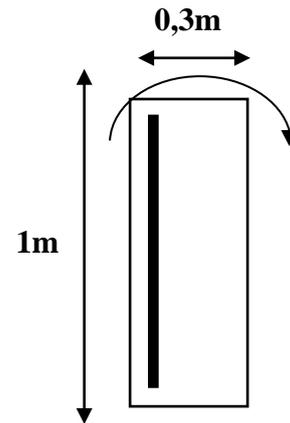
**B- Ferrailage horizontal :**

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

$$\text{On prend : } A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,24}{2} = 4,62 \text{ cm}^2$$

**Soit : 6 HA 10** ( $A_{SH} = 4,71 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 16 \text{ cm}$ .



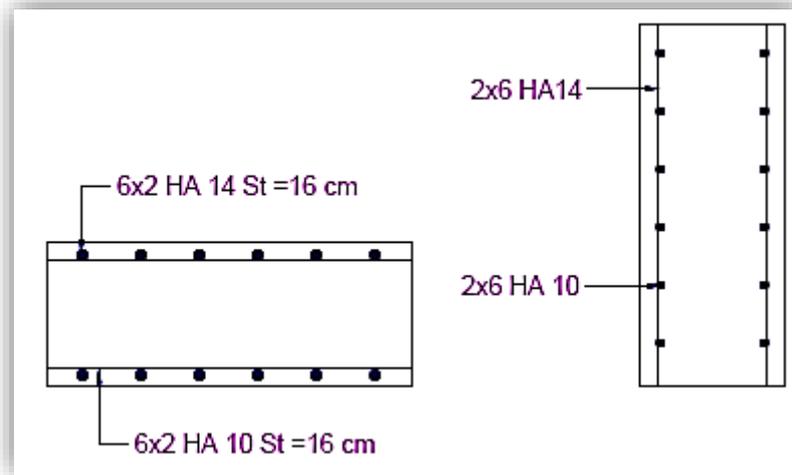


Figure. 4 : Schéma de ferrailage de mur garde grève.

## 5.2 Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

### 5.2.1 Evaluation des efforts :

#### A- Charge permanente :

1. Poids de la dalle de transition:  $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
2. Poids du remblai :  $g_2 = 1,8 \times 0,5 \times 1 = 0,9 \text{ t/m}^2$
3. Poids propre du revêtement :  $g_3 = (2,4 \times 0,07 \times 1 = 0,168 \text{ t/m}^2$
4. Poids propre de l'étanchéité :  $g_4 = (2,2 \times 0,01 \times 1) = 0,022 \text{ t/m}^2$
5. Le poids total :  $G_t = 0,75 + 1,805 + 0,204 + 0,011 = 1,84 \text{ t/m}^2$

#### B- Surcharge :

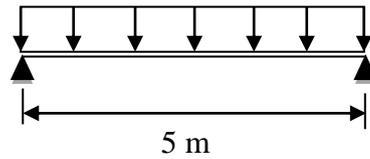
1. Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité  $Q = 1 \text{ t/m}^2$ .
2. Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système  $B_t$  les roues des rangées P1 et p2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml, avec :
  - $P_1$  : Effectuée une majoration dynamique de 1,2 ;  $P_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ t/ml}$ .
  - $P_2$  : Effectuée une majoration dynamique de 2 ;  $P_2 = 5,5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$ .

5.2.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A- Charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{1.84 \times 5^2}{8} = 5.75 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = \frac{GL}{2} = 4.6 \text{ t/ml}$$



B- Surcharge :

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = 2,5 \text{ t.m/ml}$$

C- Surcharge d'exploitation

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ( $P_1; P_2$ ).

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11x = 6.6 \times (1.35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$

1<sup>ère</sup> Cas :

La section critique est sous  $P_1$ .

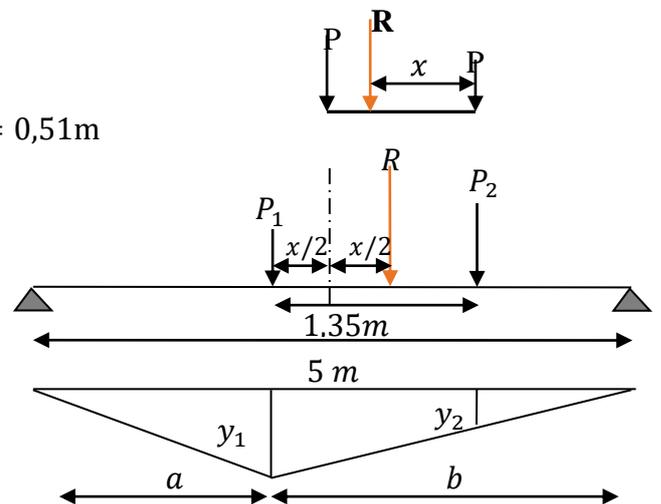
$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,755 \text{ m}$$

$$a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,755 \times 2,245}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,631$$

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 17.772 \text{ t.m/ml}$$



2<sup>ème</sup> Cas :

La section critique est sous  $P_2$ .

$$b = 2,92 \text{ m} ; a = 2.08 \text{ m}$$

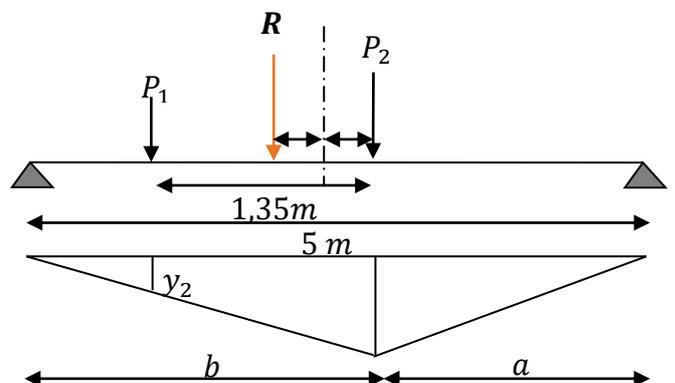
$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,652 \text{ m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 17.657 \text{ t.m/ml}$$

Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est  $P_1$ , la section critique ( $x = 2,755 \text{ m}$ ) de l'appui gauche.



$$M_{\max} = 17.772 \text{ t.m/ml}$$

### 5.2.3 Evaluation de moment total à $x = 2,755 \text{ m}$ :

**A- Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = 5.69 \text{ t.m/ml}$$

**B- Sous la surcharge répartie :  $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,09 \text{ t.m/ml}$$

### 5.2.4 Combinaisons des efforts ( $x = 2,755 \text{ m}$ ) :

$$M_G = 5.69 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20.865 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{41.066 \text{ t.m/ml}}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{30,728 \text{ t.m/ml}}$$

### 5.2.5 Evaluation de moment total ami- travée :

**A- Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 5.75 \text{ t.m/ml}$$

**B- Sous la charge :  $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

**C- Sous la surcharge  $B_t$  :  $P_1$  est posée sur  $L/2$**

$$M_{sq} = 17.772$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20.897 \text{ t.m/ml}$$

### 5.2.6 Combinaison des efforts à mi- travée :

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 41.198 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 30.826 \text{ t.m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section  $x = 2,755 \text{ m}$  nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = \mathbf{41.198 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{Ser} = \mathbf{30,826 \text{ t.m/ml}}$$

### 5.3 Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

#### 5.3.1 Ferrailage longitudinal

##### ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27$  MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ( $n = 1,6$ )

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{41,198}{30,826} = 1,336$$

$$A_{sc} = 10,1$$

$$A_{st} = 46,94\text{cm}^2$$

##### ELS :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,30 = 37,5 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,5}{1,336} = 28,069 \text{ t.m}$$

$$M_S = 30,826 > M_{ls} = 28,069 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 26,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 69,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{ser} ; A_U)$$

$$A_{sc} = 26,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 69,5 \text{ cm}^2$$

Soit : **15 HA 25** ( $A_{st} = 73,63 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 7\text{cm}$ .

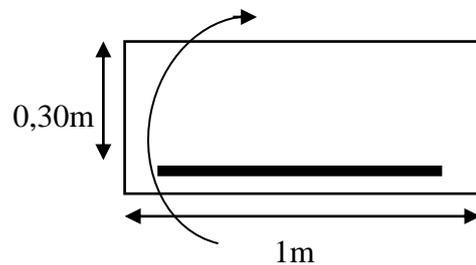
**9 HA 20** ( $A_{sc} = 28,29 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 11\text{cm}$ .

#### 5.3.2 Ferrailage transversal :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_{lst}}{4} = \frac{73,63}{4} = 18,40 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **10HA16** ( $A_s = 20,11 \text{ cm}^2$ ) . Avec un espacement:  $S_t = 10\text{cm}$ .



$$A_t = \frac{A_{lsc}}{4} = \frac{28,29}{4} = 7,073 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **5HA14** ( $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ ) . Avec un espacement: **S<sub>t</sub> = 20cm**.

**5.3.3 Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec :  $T_G = 4.6 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

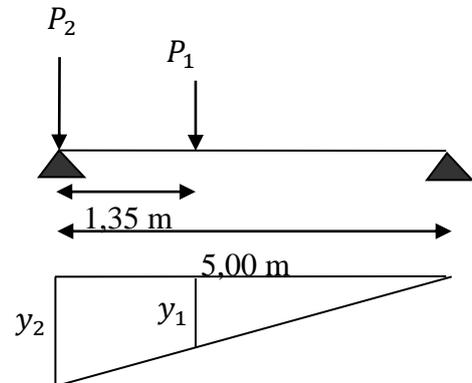
$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 4.6 + 1,6(15,818 + 2,5) = 35.519 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{35.519 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 1,42 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.



**5.3.4 Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553 \text{ cm}^2$$

**5.3.5 Schéma de ferrailage :**

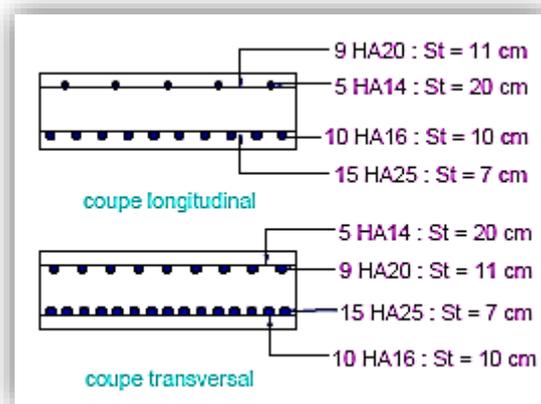


Figure. 5 : Schéma de ferrailage de dalle de transition

**5.4 Le corbeau :**

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

**5.4.1 Les réactions :****A- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :**

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

**B- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :**

$$R_t = (5,00 \times 0,6 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,7 \text{ t/ml}$$

**C- La réaction due au poids de revêtement et étanchéité de la chaussée :**

$$R_r = [(5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

**D- La réaction due au poids propre de corbeau :**

$$R_{pc} = \left[ (0,3 + 0,6) \times \frac{0,3}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}$$

**E- La réaction due aux surcharge sur remblais  $Q=1\text{t/m}^2$  :**

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

**F- La réaction due à la surcharge du système  $b_t$  sur la dalle de transition :**

$$R_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml}$$

**5.4.2 Moment d'encastrement**

Pour les sollicitations extérieures on prend :  $H = 0,30\text{m}$  C.-à-d. Rest située au bord de la console (cas plus défavorable).

Pour le poids du corbeau propre :  $H = X_G = 0,167 \text{ m}$

Donc :

$$M_G = 0,3 \times (1,875 + 2,7 + 0,44) + (0,15 \times 1,35) + (0,3375 \times 0,167)$$

$$M_G = 1,763 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,3 \times (15,818 + 2,5) = 5,5 \text{ t.m/ml}$$

**5.4.3 Combinaison :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 11,18 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,363 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

**5.4.4 Ferrailage :****A- Ferrailage longitudinal**

*On prend une section moyenne de hauteur :*

$$h_{Moy} = \frac{0,3 + 0,6}{2} = 0,45\text{m}$$

Donc :  $b_0 = 1,00\text{ m}$  ;  $d = 0,4\text{m}$  ;  $d' = 0,05\text{m}$

Fissuration préjudiciable ;  $f_{c28} = 27\text{ MPA}$  ; FeE500 .

D'après SOCOTEC :

$A_{Ssup} = 6,59\text{ cm}^2$  ; **6 HA12** ( $A_S = 6,79\text{cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 16\text{ cm}$

$A_{Sinf} = 0,84\text{ cm}^2$  ; **4 HA10** ( $A_S = 3,14\text{cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$

### B- Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{6,79}{2} = 3,395\text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 10** ( $A_{SH} = 4,71\text{cm}^2$ ),

### C- Schéma de ferrailage :

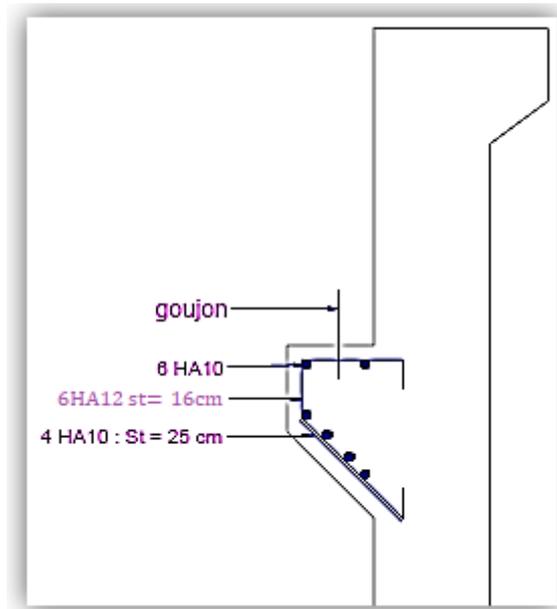


Figure. 6 : Schéma de Ferrailage du corbeau

### 5.5 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivant :

- Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- La poussée horizontale due au remblai.
- La poussée horizontale due à la surcharge  $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.

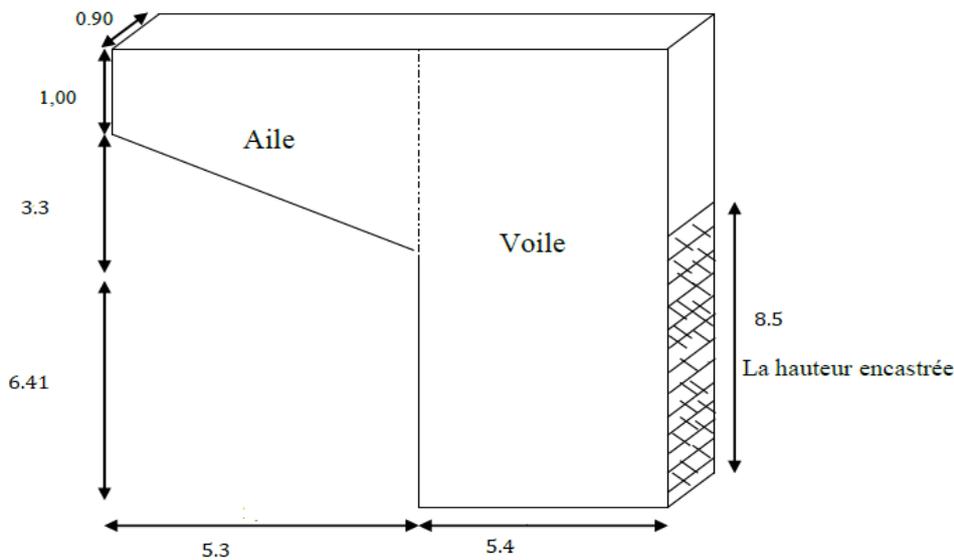


Figure .7 :  
Dimensions de  
mur en retour

5.5.1 Evaluation des efforts :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.3}{5.3} \Rightarrow \alpha = 43.31^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 1.606 \text{ m}$$

$$x = 1.606 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_{th} = 10.7 + 1.606 = 12.306 \text{ m}$$

$$L_{th} = 12.306 \text{ m}$$

Donc :

La longueur théorique du mur :  $L_{th} = 12.306 \text{ m}$ .

La hauteur du mur :  $H = 12.306 \times \operatorname{tg} 43.31^\circ = 11.6 \text{ m}$ .

L'aile

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

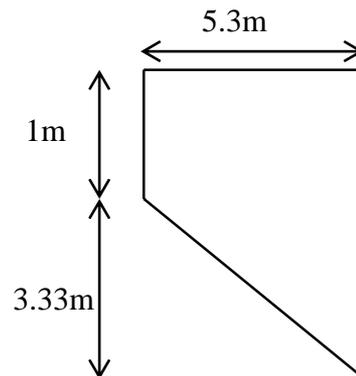
On suppose que l'aile est encastree au mur frontal

A- Poussée due à la surcharge :

$$H = 4,33 \text{ m} :$$

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5.3 \times 0,271 \times 4.33^2 = 24.236 \text{ t}$$

$$P_q = 1.00 \times 5.3 \times 0,271 \times 4.33 = 6.219 \text{ t}$$



$$\sqrt{H} = 2.65\text{m} :$$

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,3 \times 0,271 \times 2,65^2 = 9.078\text{t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,3 \times 0,271 \times 2,65 = 3.806\text{t}$$

$$\sqrt{H} = 1,0\text{m} :$$

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,3 \times 0,271 \times 1,0^2 = 1.292\text{t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,3 \times 0,271 \times 1 = 1.436\text{t}$$

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 11.535 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 3.82 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

**Voile :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,4 \times 0,271 \times 10,3^2 = 139.727 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,4 \times 0,271 \times 10,3 = 15.073 \text{ t}$$

**B- Force sismique :**

$$F_{SH} = 0.25(G_{Mr} + P_s)$$

$G_{Mr}$  : Poids propre du mur en retour.

$P_s$  : Poids de superstructure, égale à 30% de la longueur théorique.

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 12.306$$

$$P_s = 3.692 \text{ t}$$

$$G_{Mr} = S_{Mr} \times 0,9 \times 2,5 = 153.348 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times (153.348 + 3.692) = 39.26 \text{ t}$$

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	$M_G$ (t.m)	$M_Q$ (t.m)	$M_{F_{SH}}$ (t.m)
$P_t = 139.727$	2,7	377.263	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 11.54$	5.15	63.47		
$P_q = 15.073$	2,7	/	40.697	/
$P_{q \text{ moy}} = 3.82$	5.15		19.673	
$F_{SH} = 39.26$	2,7	/	/	106
$\Sigma =$		440.733	60.37	106
$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q$ (CN)			<b>691.582</b>	
$M_{ELU} = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}}$ (CS)			<b>582.955</b>	
$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q$			<b>513.177</b>	

Tableau 9. Les efforts sur le mur

### 5.5.2 Le ferrailage de mur en retour :

#### A- Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1\text{ m} \quad ; \quad d = 0,85\text{ m}$$

$$\gamma = \frac{691.582}{513.177} = 1,348$$

**ELU:**

$$M_U = \frac{691.582}{8.5} = 81.363 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{81.363 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,85^2 \times 15,3} = 0,074$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \quad A_{su} = 22.55 \text{ cm}^2$$

**ELS:**

$$M_{Ser} = \frac{513.177}{8.5} = 60.374 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,85^2 \times 15,3 \times 10^2 = 433.327 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{433.327}{1,348} = 321.459 \text{ t.m}$$

$$M_S = 60.374 \leq M_{ls} = 321.459 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{60.374 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,85^2 \times 16,2} = 0,052$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,108$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 30.98 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales :  $A_s = 30.98 \text{ cm}^2$

Soit: **10 HA20** (31.42cm<sup>2</sup>), Avec **S<sub>t</sub> = 10cm**

#### B- Ferrailage verticale :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.855 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 14** (9.24 cm<sup>2</sup>), Avec **S<sub>t</sub> = 16 cm**

**5.5.3 Vérification des armatures verticales :**

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré avec le mur frontal. On doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

**5.5.4 Evaluation des efforts :**

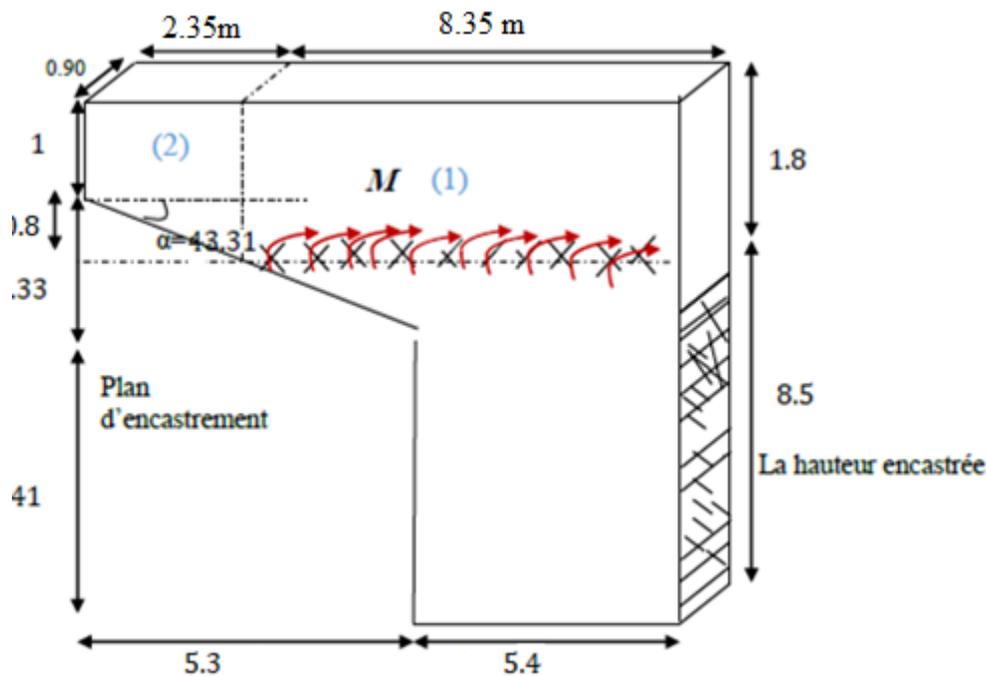


Figure 10-Plans d'encastrement du mur en retour.

La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2):

**H = 1.8 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 1,8^2 \times 9,85 = 7,784 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,8 \times 9,85 = 4,804 \text{ t}$$

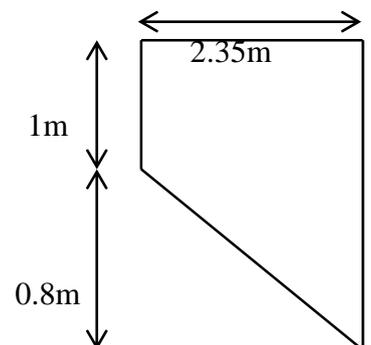
**>Partie 2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile

**H = 1.8 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 1,8^2 \times 0,85 = 0,672 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,8 \times 0,85 = 0,415 \text{ t}$$



**H = 1.4 m**

$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 1,4^2 \times 0,85 = 0,406 \text{ t}$

$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,4 \times 0,85 = 0,322 \text{ t}$

**H = 1m**

$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 1^2 \times 0,85 = 0,207 \text{ t}$

$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1 \times 0,85 = 0,230 \text{ t}$

Donc

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 0,428 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 0,322 \text{ t} \end{cases}$$

Ces forces sont appliques au milieu de l'aile

**Force sismique :**

$F_{SH} = 0,25. G$

Avec :G = G<sub>1</sub> + G<sub>2</sub> + Superstructure.

$G = 2,5 \times 0,9 \times 18,92 + 3,692 = 22,612 \text{ t}$

$F_{SH} = 5,653 \text{ t}$

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	M <sub>G</sub> (t.m)	M <sub>Q</sub> (t.m)	M <sub>F<sub>SH</sub></sub> (t.m)
P <sub>t</sub> = 7,784 t	0.6	4.67	/	/
P <sub>t moy</sub> =0.428t	0.721	0.309		
P <sub>q</sub> = 4.804 t	0.9	/	4.324	/
P <sub>q moy</sub> =0.322t	1.1		0.354	
F <sub>SH</sub> = 5,653	0.9	/	/	5.088
$\Sigma =$		5	4.678	5.088
<b>M<sub>ELU</sub> = 1,35M<sub>G</sub> + 1,6M<sub>Q</sub>(CN)</b>		<b>14.235</b>		
<b>M<sub>ELU</sub> = M<sub>G</sub> + 0,6M<sub>Q</sub> + M<sub>F<sub>SH</sub></sub>(CS)</b>		<b>12.895</b>		
<b>M<sub>ELS</sub> = M<sub>G</sub> + 1,2M<sub>Q</sub></b>		<b>10.614</b>		

*Tableau.10 : Evaluation des efforts*

**5.5.5 Ferrailage :**

b<sub>0</sub> = 1m ; d = 0,85m ; d' = 0,05m

$$\gamma = \frac{14.235}{10.614} = 1,341$$

**ELU:**

$$M_U = \frac{14.235}{9.85} = 1.445 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.445 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,85^2 \times 15,3} = 0,0013$$

$$\mu_{bu} = 0,0013 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

$$\Rightarrow A_{su} = 0.40 \text{ cm}^2$$

**ELS:**

$$M_{Ser} = \frac{10.614}{9.85} = 1.078 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = 433.327 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{433.327}{1.341} = 323.137 \text{ t.m}$$

$$M_s = 1.249 \leq M_{ls} = 323.137 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{1.078 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,85^2 \times 16,2} = 0,001$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,003$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 0.86 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend la section des armatures maximales :  $A_s = 0.86 \text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminée (30.98 cm<sup>2</sup>) est supérieure à ( $A_s = 0.86 \text{ cm}^2$ ) calculée. Donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

### 5.5.6 Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 8.68 \text{ cm}^2 < 30.98 \text{ cm}^2 \quad \dots (C.V)$$

### 5.5.7 Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(7.784 + 0.428) + 1,6(5.126) = 19.289 \text{ t}$$

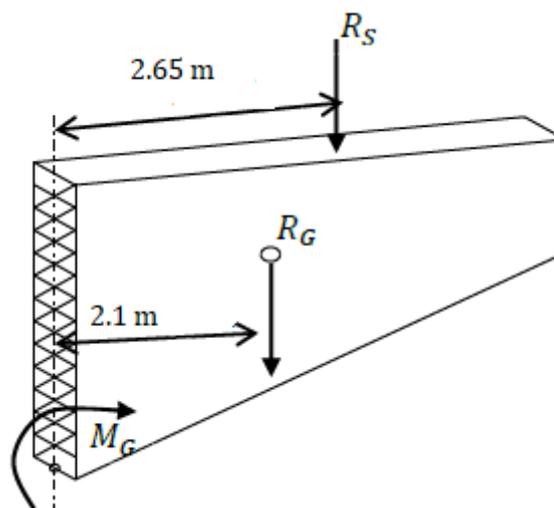
$$V_U = \frac{19.289}{9.85} = 1.958 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{1.958 \times 10^{-2}}{0,85 \times 1,00} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,023 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

**Ferraillage de l'aile du mur (sous charge verticale)**



L'aile du mur est assimilée à une console encastrée au voile du mur, donc il faut un ferraillage au niveau des fibres supérieures pour équilibrer son poids plus celui de la superstructure qui crée un moment au niveau de son encastrement.

$$P_s = \text{poids de la superstructure } P_s$$

$$= 0,9 \times 5.3 = 4.77 \text{ t}$$

$$P_G = \text{poids propre } P_G$$

$$= 28.09 \text{ t}$$

$$M_G = 2.1 \times 28.09 + 2.65 \times 4.77 = 73.331 \text{ t} \cdot \text{m}$$

#### a. Combinaison

E. L. U :

$$M_U = 1,35 \times 73.331 = 99 \text{ t} \cdot \text{m}$$

E. L. S :

$$M_{\text{ser}} = 73.331 \text{ t} \cdot \text{m}$$

**b. Ferrailage**

$$b_0 = 0,90 \text{ m} \quad , \quad d = 3,8 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{99}{73.331} = 1,35$$

**E. L.U:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{99 \times 10^{-2}}{0,9 \times 3,8^2 \times 15,3} = 0,005$$

$$\mu_{bu} = 0,005 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0075$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{A_{su} = 6,17 \text{ cm}^2}$$

**ELS:**

$$M_{lu} = 77,95 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{77,95}{1,35} = 57,74 \text{ t.m}$$

$$M_s = 0,733 \leq M_{ls} = 57,74 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{73.331 \times 10^{-2}}{0,9 \times 3,8^2 \times 16,2} = 0,0035$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0086$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{ser} = 9,93 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales :  $s = 9,93 \text{ cm}^2$ 

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 34,93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section d'armatures minimales, ( $A_s = 37,70 \text{ cm}^2$ )Soit **12 HA 20** en deux nappe avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ **5.5.1 Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(28,09 + 4,77) = 44,361 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{44.361 \times 10^{-2}}{3.8 \times 0.9} = 0.129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,129 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant

### 5.5.2 Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) :

#### A- Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{31.42}{10} = 3.142 \text{ cm}$$

Soit **4 HA 12** avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ )

#### B- Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{4,52}{2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 10** avec:  $S_t = 25 \text{ cm}$

5.5.3 Schéma de ferrailage :

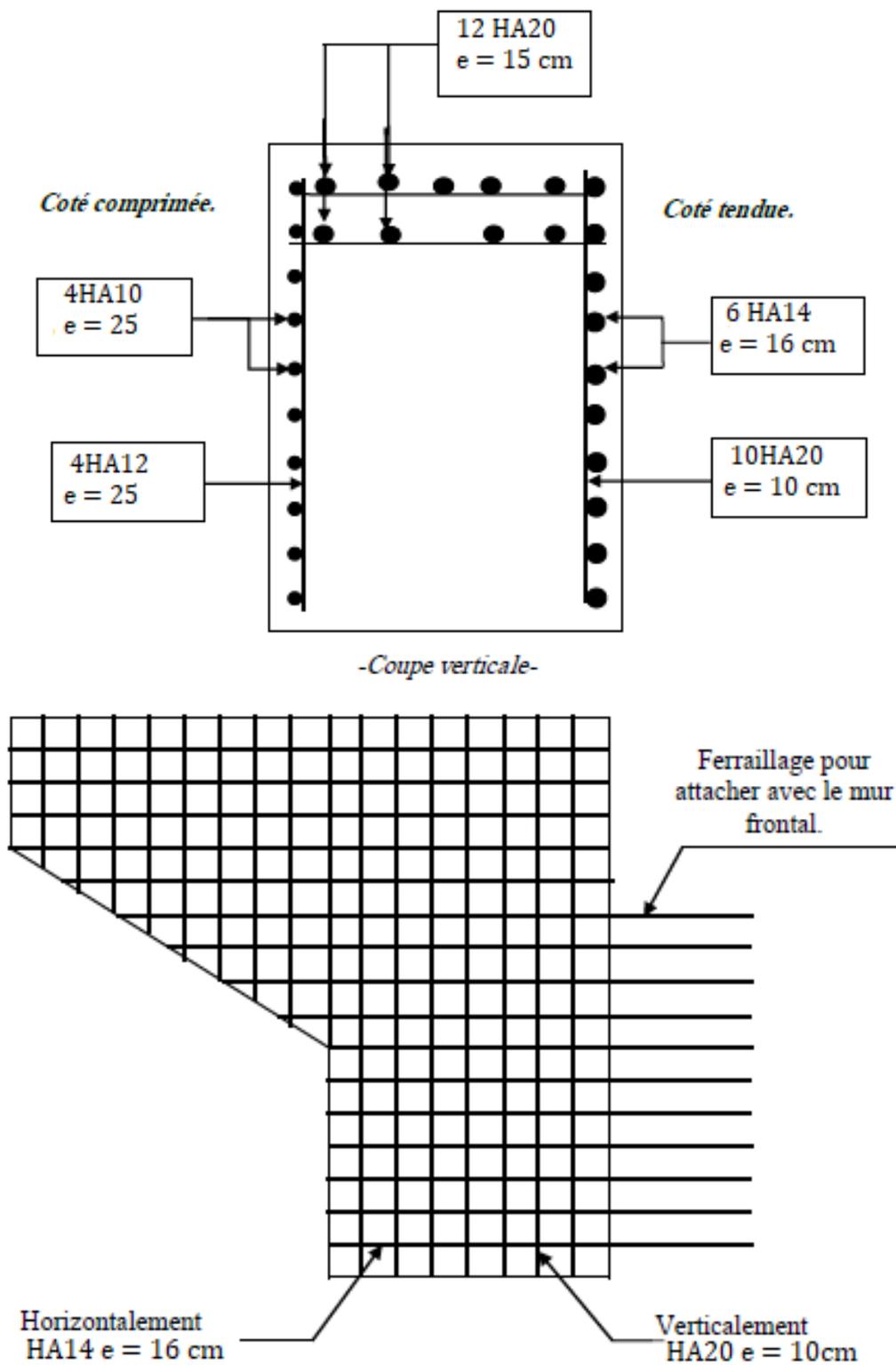


Figure.8 : Schéma de Ferrailage du mur en retour

## 5.6 Mur frontal :

### 5.6.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :

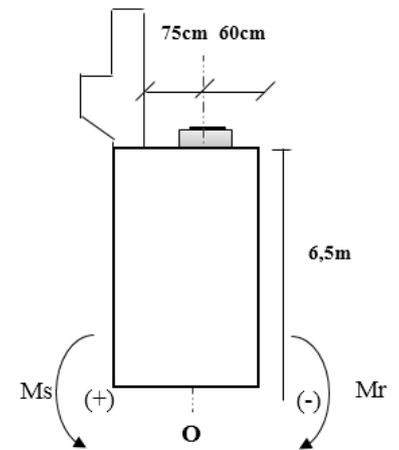
Il est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

#### A- Forces horizontales :

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La surcharge  $Q = 1 \text{ t/m}^2$ .
- Effet sismique  $F = 0,25G$  (Tablier+Culée).

#### B- Forces verticales :

- Poids du tablier.
- Poids des éléments de la culée.
- Poids due aux surcharges.



### 5.6.2 Calcul des sollicitations :

Désignation		Poids(t)	$F_H$ (t)	$F_V$ (t)	H(m)	V(m)	$M_S$ (t.m)	$M_R$ (t.m)
Mur garde grève	CN	12,42	0	12,42	0,7	9,4	8.694	0
	SH	12,42	3.105	12,42	0,7	9,4	8.694	29.187
	SH+SV1	12,42	3.105	11,5506	0,7	9,4	8.085	29.187
	SH+SV2	12,42	3.105	13,2894	0,7	9,4	9.303	29.187
Corbeau	CN	2,5	0	2,5	0,98	9,2	2.45	0
	SH	2,5	0,625	2,5	0,98	9,2	2.45	5.75
	SH+SV1	2,5	0,625	2,325	0,98	9,2	2.279	5.75
	SH+SV2	2,5	0,625	2,675	0,98	9,2	2.622	5.75
Mur en retour	CN	313.94	0	313.94	6.15	6.1	1930.731	0
	SH	313.94	78.485	313.94	6.15	6.1	1930.731	478.759
	SH+SV1	313.94	78.485	291.96	6.15	6.1	1795.554	478.759
	SH+SV2	313.94	78.485	335.92	6.15	6.1	2065.908	478.759
Mur frontal	CN	332.35	0	332.35	0	4.25	0	0
	SH	332.35	83.088	332.35	0	4.25	0	353.124
	SH+SV1	332.35	83.088	309.086	0	4.25	0	353.124

	SH+SV2	332.35	83.088	355.615	0	4.25	0	353.124
<b>Total culée à vide</b>	CN	661.21	0	661.21	/	/	1941.875	0
	SH	661.21	165.313	661.21	/	/	1941.875	866.82
	SH+SV1	661.21	165.313	614.925	/	/	1805.918	866.82
	SH+SV2	661.21	165.313	707.495	/	/	2077.833	866.82
<b>Dalle de transition</b>	CN	27.75	0	27.75	3.35	9.55	79.088	0
	SH	27.75	6.938	27.75	3.35	9.55	79.088	66.258
	SH+SV1	27.75	6.938	25.808	3.35	9.55	73.553	66.258
	SH+SV2	27.75	6.938	29.693	3.35	9.55	84.625	66.258
<b>Remblais sur la dalle de transitions</b>	CN	33.3	0	33.3	3.35	9.80	94.905	0
	SH	33.3	8.325	33.3	3.35	9.80	94.905	81.585
	SH+SV1	33.3	8.325	30.97	3.35	9.80	88.265	81.585
	SH+SV2	33.3	8.325	35.631	3.35	9.80	101.548	81.585
<b>Remblais sur la semelle</b>	CN	564.67	0	564.67	3.55	1.75	1722.244	0
	SH	564.67	141.167	564.67	3.55	1.75	1722.244	247.042
	SH+SV1	564.67	141.167	525.142	3.55	1.75	1601.683	247.042
	SH+SV2	564.67	141.167	604.196	3.55	1.75	1842.798	247.042
<b>La surcharge Q (t/m<sup>2</sup>)</b>	CN	37	0	37	3.35	10.3	105.45	0
	SH	37	9.25	37	3.35	10.3	105.45	95.275
	SH+SV1	37	9.25	34.41	3.35	10.3	98.069	95.275
	SH+SV2	37	9.25	39.6	3.35	10.3	112.86	95.275
<b>Total culée + remblais</b>	CN	1323.93	0	1323.93	/	/	3943.562	0
	SH	1323.93	330.981	1323.93	/	/	3943.562	1356.98
	SH+SV1	1323.93	330.981	1231.255	/	/	3665.351	1356.98
	SH+SV2	1323.93	330.981	1416.605	/	/	4216.15	1356.98

Tableau.11 : Sollicitations sur le mur

## 5.6.3 Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

Désignation		F <sub>H</sub> (t)	V(m)		M <sub>r</sub> (t. m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	382.99	10.3/3	3.43	1313.656
	SH	288.123	10.3/3	3.43	988.262
	SH+SV1	271.433	10.3/3	3.43	931.015
	SH+SV2	348.735	10.3/3	3.43	1196.161
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	41,315	10.3/2	5.15	212.772
	SH	31.081	10.3/2	5.15	160.067
	SH+SV1	29.281	10.3/2	5.15	150.797
	SH+SV2	37.62	10.3/2	5.15	193.743

Tableau.12 : Les sollicitations dues aux terres et la surcharge

## 5.6.4 Les sollicitations dues au tablier :

Désignation		Réaction	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>r</sub> (t. m)
Charge permanente	CN	207,922	0	207,922	-0.5	8.75	-103.961	0
	SH	207.922	51.98	207.922	-0.5	8.75	-72.773	457.424
	SH+SV1	207.922	51.98	193.367	-0.5	8.75	-96.684	457.424
	SH+SV2	207,922	51.98	222,477	-0.5	8.75	-111.372	457.424
Surcharge (Mc120)	CN	106.773	0	106.773	-0.5	8.75	-53.387	0
	SH	106.773	26.693	106.773	-0.5	8.75	-37.37	234.898
	SH+SV1	106.773	26.693	99.3	-0.5	8.75	-49.65	234.898
	SH+SV2	106.773	26.693	114.247	-0.5	8.75	-57.124	234.898

Tableau.13 : Les sollicitations dues au tablier

## 5.6.5 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,flt} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers : G = 80 t/m<sup>2</sup>.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère, T = 4 cm.

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. a = 35 cm , b = 40 cm .

$$\Delta_{f_l} = 0,745 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,2434 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,27 \text{ cm}$$

$$H_{r,f_l,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,35 \times 0,4 \times 0,002434}{0,04} = 0.682 \text{ t/1 appareil}$$

$$H_{r,f_l,t} = 0.682 + 0.2434 + 0.27 = 1.195$$

$$\text{Soit : } H_{r,f_l,t} = 9 \times 1.195 = 10.759 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_r(t.m)$
<b>B<sub>c</sub></b>	15	8.75	131.25
<b>T+F+R</b>	10.759	8.75	94.141

*Tableau.14 : R+F+T*

**A- Les charges permanentes :**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	382.99	1531.852	3868.464	2179.656
SH	671.034	1531.852	3868.464	2801.8
SH+SV1	654.344	1370.023	3597.673	2744.6
SH+SV2	731.646	1693.671	4139.253	3009.745

*Tableau. 2 : Les charges permanentes*

**B- Les surcharges :**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	73.031	143.773	68.08	491.872
SH	98.74	143.773	68.08	769.34
SH+SV1	96.94	133.71	63.314	760.07
SH+SV2	105.279	153.847	72.874	803.016

*Tableau .3 : Les surcharges*

**C- R+F+T :**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	10.759	/	/	94.141
SH	10.759	/	/	94.141
SH+SV1	10.759	/	/	94.141
SH+SV2	10.759	/	/	94.141

Tableau .4 : R+F+T

5.6.6 Combinaison :

CN :ELU :1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS :G + 1,2Q + 0,6T

CS:G + Q + 0,6T

Condition normal:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
ELU	491.859	2298.037	5331.354	3804.81
ELS	365.657	1704.38	3950.16	2826.362

Tableau .5 : Condition normale

Condition sismique:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
SH+SV2	855.955	1848.024	4068.977	3869.221

Tableau .6 : Condition sismique

5.6.7 Calcul du ferrailage :

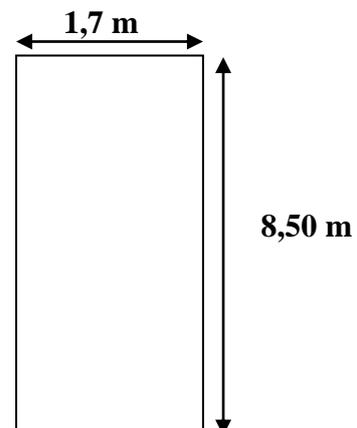
A- Vérification du flambement de mur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 8,50 = 6.01 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } B = 1,7 \times 8,50 = 14.45 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,7 \times 8,5^3}{12} = 87 \text{ m}^4$$

Donc :



$$i = \sqrt{\frac{87}{14.45}} = 2.454$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{6.01}{2.454} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations ( $M_U^*$ ;  $N_U^*$ ).

#### B- Calcul de ferrailage vertical :

$$N_U = \frac{2298.037}{9.2} = 2.498 \text{ MN/ml} ; \quad N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00097$$

$$N_U^* = 2.489 \times 1,00097 = 2.5 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{1378.544}{2298.037} = 0.599 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,034\text{m}$$

$$M_U^* = 2.5 \times (0.6 + 0,034) = 1.585 \text{ MN.m/ml}$$

D'Après le SOCOTEC :  $A_S = 0 \text{ cm}^2$ . (section entièrement comprimée).

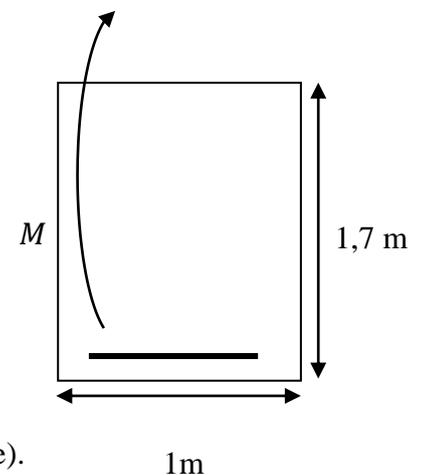
Donc on prend la section minimale :

#### C- Section minimale $A_{S \min}$ :

$$A_{S \min} = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 170 \times 100 \times \frac{2,22}{500} = 17,36 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 20(18,85 cm<sup>2</sup>) ; St= 16 cm



**D- Ferrailage horizontal** :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{855.955}{8,50} = 100,7 \text{ t/ml}$$

$\alpha = 90^\circ$  (les armatures perpendiculaires aux armatures principales ) et  $K = 0$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{100,7 \times 10^{-2}}{1,7 \times 0,95} = 0.624 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00156 \text{ m}$$

$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \Rightarrow$  On fixe :  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

$$A_t > 3.12 \text{ cm}^2.$$

**E- Vérification du pourcentage :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm}$$

On fixe :  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .Donc :

$A_t > 1.6 \text{ cm}^2$ . On adopte une section vérifiant les deux conditions.  **$A_t = 6,79 \text{ cm}^2$**

Soit : **6 HA 12** avec :  **$S_t = 16 \text{ cm}$**

**F- Armatures à droite:**

Dans le sens vertical :

$$A_V = \frac{A_s}{3} = \frac{18,85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } \mathbf{7HA14} \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 14 \text{ cm}}$$

Dans le sens horizontal :

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{6,28}{2} = 3.15 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } \mathbf{5 HA 10}, \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

5.6.8 Schéma de ferrailage :

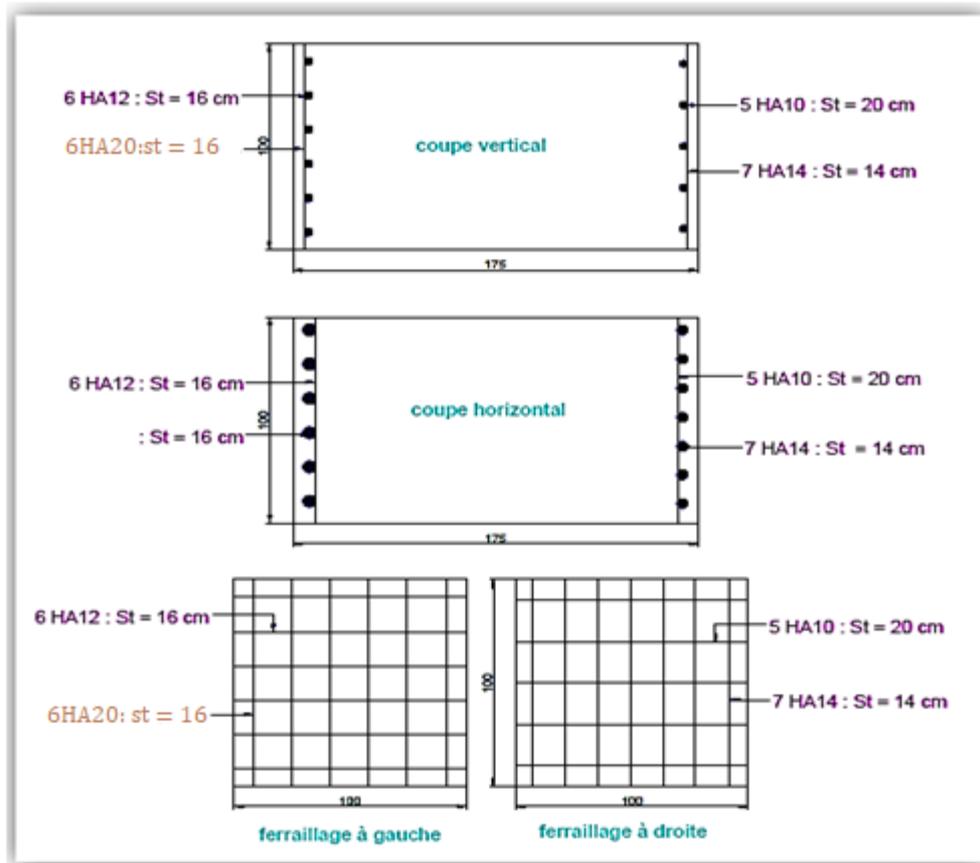


Figure.9 : Schéma de Ferrailage du mur frontal

5.7 Etude de ferrailage de la semelle sous culée :

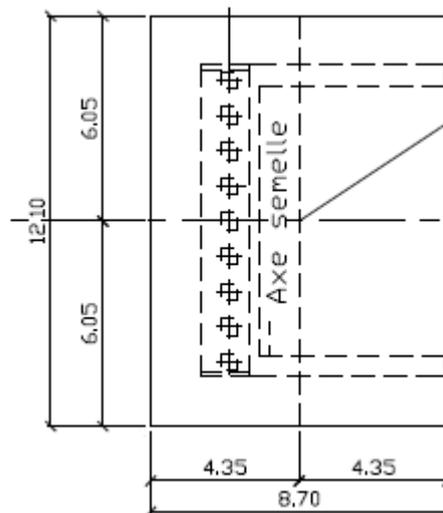


Figure.10 :Semelle -vue en plan-

## 5.7.1 Calcul des sollicitations :

Désignation		Poids(t)	$F_h = \varepsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \varepsilon_v) * P$	H	V (m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
<b>Mur garde grève</b>	CN	12,42	0	12,42	0.7	10.9	8.694	0
	SH	12,42	3.105	12,42	0.7	10.9	8.694	33.845
	SH+SV1	12,42	3.105	11,5506	0.7	10.9	8.085	33.845
	SH+SV2	12,42	3.105	13,2894	0.7	10.9	9.303	33.845
<b>Corbeau</b>	CN	2,5	0	2,5	0.98	10.7	2.45	0
	SH	2,5	0,625	2,5	0.98	10.7	2.45	6.688
	SH+SV1	2,5	0,625	2,325	0.98	10.7	2.279	6.688
	SH+SV2	2,5	0,625	2,675	0.98	10.7	2.622	6.688
<b>Mur en retour</b>	CN	313.94	0	313.94	6.15	7.6	1930.731	0
	SH	313.94	78.485	313.94	6.15	7.6	1930.731	596.486
	SH+SV1	313.94	78.485	291.96	6.15	7.6	1795.554	596.486
	SH+SV2	313.94	78.485	335.92	6.15	7.6	2065.908	596.486
<b>Mur frontal</b>	CN	332.35	0	332.35	0	5.75	0	0
	SH	332.35	83.088	332.35	0	5.75	0	477.756
	SH+SV1	332.35	83.088	309.086	0	5.75	0	477.756
	SH+SV2	332.35	83.088	355.615	0	5.75	0	477.756
<b>Semelle</b>	CN	394.763	0	394.763	2	0,75	789.526	0
	SH	394.763	98.69	394.763	2	0,75	789.526	74.0175
	SH+SV1	394.763	98.69	367.13	2	0,75	734.26	74.0175
	SH+SV2	394.763	98.69	422.4	2	0,75	844.8	74.0175
<b>Total culée à vide</b>	CN	1056	0	1056	/	/	2731.401	0
	SH	1056	264	1056	/	/	2731.401	1188.793
	SH+SV1	1056	264	982.08	/	/	2540.178	1188.793
	SH+SV2	1056	264	1129.92	/	/	2922.633	1188.793
<b>Dalle de transition</b>	CN	27.75	0	27.75	3.35	11.05	79.088	0
	SH	27.75	6.938	27.75	3.35	11.05	79.088	76.665
	SH+SV1	27.75	6.938	25.808	3.35	11.05	73.553	76.665
	SH+SV2	27.75	6.938	29.693	3.35	11.05	84.625	76.665
<b>Remblais sur</b>	CN	33.3	0	33.3	3.35	11.55	94.905	0

la dalle de transitions	SH	33.3	8.325	33.3	3.35	11.55	94.905	96.154
	SH+SV1	33.3	8.325	30.97	3.35	11.55	88.265	96.154
	SH+SV2	33.3	8.325	35.631	3.35	11.55	101.548	96.154
Remblais sur la semelle	CN	564.67	0	564.67	3.55	3.25	1722.244	0,00
	SH	564.67	141.167	564.67	3.55	3.25	1722.244	458.79
	SH+SV1	564.67	141.167	525.142	3.55	3.25	1601.683	458.79
	SH+SV2	564.67	141.167	604.196	3.55	3.25	1842.798	458.79
La surcharge Q (t/m <sup>2</sup> )	CN	37	0	37	3.35	11.8	105.45	0
	SH	37	9.25	37	3.35	11.8	105.45	109.15
	SH+SV1	37	9.25	34.41	3.35	11.8	98.069	109.15
	SH+SV2	37	9.25	39.6	3.35	11.8	112.86	109.15
Total culée + remblai	CN	1718.72	0	1718.72	/	/	4733.088	0,00
	SH	1718.72	429,68	1718.72	/	/	4733.088	1929.55
	SH+SV1	1718.72	429.68	1598.41	/	/	4399.611	1929.55
	SH+SV2	1718.72	429,68	1839,03	/	/	5060.95	1929.55

Tableau.20 : Sollicitations sur le mur

Désignation		Calcul des poids	F <sub>H</sub> (t)	V	V(m)	M <sub>r</sub> (t.m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	$0,5 \cdot 10.3^2 \cdot 9.2 \cdot 1,8 \cdot 0,436$	382.99	10.3/3+1,5	4,93	1888.14
	SH	$0,5 \cdot 10.3^2 \cdot 9.2 \cdot 1,8 \cdot 0,328$	288.123	10.3/3+1,5	4,93	1420.446
	SH+SV1	$0,5 \cdot 10.3^2 \cdot 9.2 \cdot 1,8 \cdot 0,309$	271.433	10.3/3+1,5	4,93	1338.165
	SH+SV2	$0,5 \cdot 10.3^2 \cdot 9.2 \cdot 1,8 \cdot 0,397$	348.735	10.3/3+1,5	4,93	1719.264
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12.1 \cdot 1,8 \cdot 0,436$	10.683	1,5/3	0,5	5.341
	SH	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12.1 \cdot 1,8 \cdot 0,328$	8.037	1,5/3	0,5	4.019
	SH+SV1	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12.1 \cdot 1,8 \cdot 0,309$	7.571	1,5/3	0,5	3.786
	SH+SV2	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 12.1 \cdot 1,8 \cdot 0,397$	9.727	1,5/3	0,5	4.864
Poussée de surcharge sur mur MGG et MF	CN	$10.3 \cdot 9.2 \cdot 1 \cdot 0,436$	41,315	10.3/2+1,5	6.65	274.745
	SH	$10.3 \cdot 9.2 \cdot 1 \cdot 0,328$	31.081	10.3/2+1,5	6.65	206.689
	SH+SV1	$10.3 \cdot 9.2 \cdot 1 \cdot 0,309$	29.281	10.3/2+1,5	6.65	194.719
	SH+SV2	$10.3 \cdot 9.2 \cdot 1 \cdot 0,397$	37.62	10.3/2+1,5	6.65	250.173
Poussée de surcharge	CN	$1,5 \cdot 12.1 \cdot 1 \cdot 0,436$	7.913	1,5/2	0,75	5.935
	SH	$1,5 \cdot 12.1 \cdot 1 \cdot 0,328$	5.953	1,5/2	0,75	4.465

sur la semelle	SH+SV1	1,5*12.1*1*0,309	5.608	1,5/2	0,75	4.206
	SH+SV2	1,5*12.1*1*0,397	7.206	1,5/2	0,75	5.405
Poussée total	CN	/	442.901	/	/	2174.161
	SH	/	333.194	/	/	1635.619
	SH+SV1	/	313.893	/	/	1540.876
	SH+SV2	/	403.288	/	/	1979.706

Tableau.21 : Poussée des terres et surcharges

Désignation		Réaction	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
Permanente (tablier)	CN	207,922	0	207,922	-0.05	10.25	-10.3961	0
	SH	207.922	51.98	207.922	-0.05	10.25	-7.2773	532.795
	SH+SV1	207.922	51.98	193.367	-0.05	10.25	-9.6684	532.795
	SH+SV2	207,922	51.98	222,477	-0.05	10.25	-11.1372	532.795
Surcharge M <sub>c120</sub>	CN	106.773	0	106.773	-0.05	10.25	-5.3387	0
	SH	106.773	26.693	106.773	-0.05	10.25	-3.737	273.603
	SH+SV1	106.773	26.693	99.3	-0.05	10.25	-4.965	273.603
	SH+SV2	106.773	26.693	114.247	-0.05	10.25	-5.7124	273.603

Tableau.22 : Charge et surcharge

	F <sub>H</sub> (t)	V(m)	M <sub>R</sub> (t. m)
<b>B<sub>c</sub></b>	15	10.25	131.25
<b>T+F+R</b>	10.759	10.25	94.141

5.7.2 Les sollicitations :

Désignation		F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
Total culée +remblais	CN	0	1323.93	/	/	4733.088	0,00
	SH+SV2	330.981	1416.605	/	/	5060.95	1929.55
Poids permanent de tablier	CN	0	207,922	-0.05	10.25	-10.3961	0
	SH+SV2	51.98	222,477	-0.05	10.25	-11.1372	532.795
Poussée de la terre sur MGC et MF	CN	382.99	/	/	4.93	/	1888.14
	SH+SV2	348.735	/	/	4.93	/	1719.264
Poussée de la terre sur	CN	10.683	/	/	0,5	/	5.341

la semelle	SH+SV2	9.727	/	/	0,5	/	4.864
Surcharge $Q(t/m^2)$	CN	0	37	1.35	11.8	105.45	0
	SH+SV2	9.25	39.6	1.35	11.8	112.86	109.15
Surcharge Mc120	CN	0	106.773	-0.05	10.3	-5.3387	0
	SH+SV2	26.693	114.247	-0.05	10.3	--5.7124	273.603
Poussée de la surcharge sur MGC et MF	CN	41,315	/	/	6.65	/	274.745
	SH+SV2	37.62	/	/	6.65	/	250.173
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	7.913	/	/	0,75	/	5.935
	SH+SV2	7.206	/	/	0,75	/	5.405
effort de freinage $B_c$	CN	15	/	/	10.25	/	153.75
	SH+SV2	15	/	/	10.25	/	153.75
R+F+T	CN	10.759	/	/	10.25	/	110.28
	SH+SV2	10.759	/	/	10.25	/	110.28

Tableau.23 : Sollicitations sur la semelle

## 5.7.3 Les charges permanentes :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	393.673	1531.852	4722.692	1893.481
SH+SV2	741.423	1639.082	5049.813	4189.55

Tableau.24 : Charges permanentes

## 5.7.4 Les surcharges :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	64.228	143.773	100.111	433.689
SH+SV2	95.769	153.847	107.148	791.405

Tableau.25 : Les surcharges

## 5.7.5 R+F+T :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	10.759	/	/	110.28
SH+SV2	10.759	/	/	110.28

Tableau.26 : R+F+T

### 5.7.6 Combinaison :

CN : Condition normal.

ELU :  $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS :  $G + 1,2Q + 0,6T$

CS : Condition sismique.

$G + Q + 0,6T$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec :  $M_{nette} = |M_r - M_s|$

#### A- Condition normal :

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
ELU	659.596	2298.037	6535.812	3338.326	3197.486
ELS	489.776	1704.38	4842.825	2480.076	2362.749

Tableau.27 : Condition normal

#### B- Condition sismique:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
SH+SV2	856.222	1792.929	6988.684	5047.123	1941.561

Tableau.28 : Condition sismique

#### A. Vérification des contraintes:

La contrainte admissible du sol est supposée égale :  $30 \text{ t/m}^2$  et ont vérifié que :  $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \quad \sigma_{ref} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

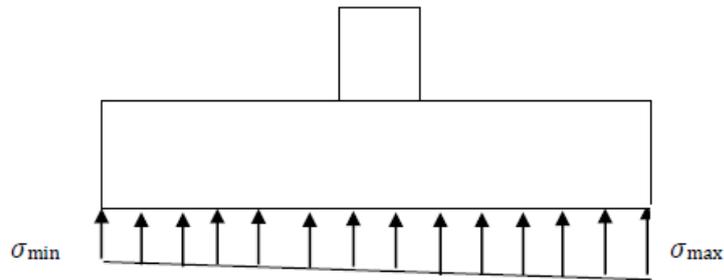
B : Largeur semelle 8.7 m.

A : longueur semelle 1.5 m.

	N(t/ml)	$M_{nette}(t.m/ml)$	$e_0(m)$	$\sigma_{max}(t/m^2)$	$\sigma_{min}(t/m^2)$	$\sigma_{ref}(t/m^2)$
CN(ELS)	189.92	264.255	1.391	42.772	0.888	11.359
CN(ELU)	140.858	195.268	1.386	31.667	0.715	8.453
CS	148.176	160.46	1.082	29.741	4.323	10.677

#### Conditions normale :

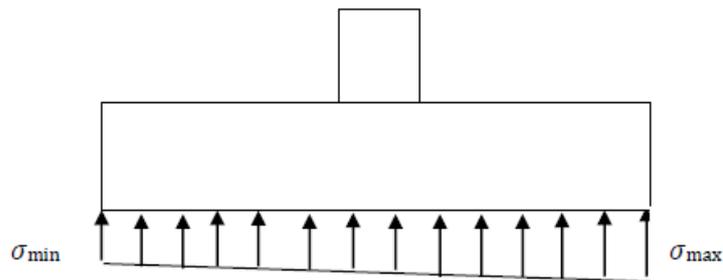
$e_0 = 1.391m < B/6 = 8,7/6 = 1,45m$ .  $\Rightarrow$  C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal



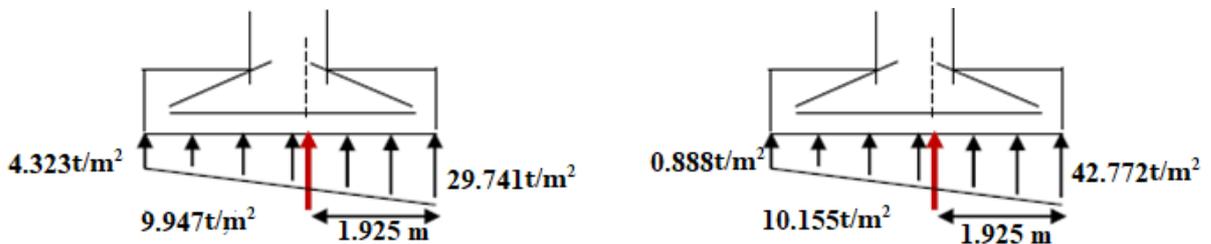
Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

Conditions sismique :

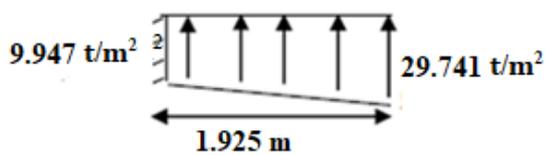
$e_0 = 1.082 \text{ m} < B/6 = 8,7/6 = 1,45 \text{ m}$ .  $\Rightarrow$  C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal



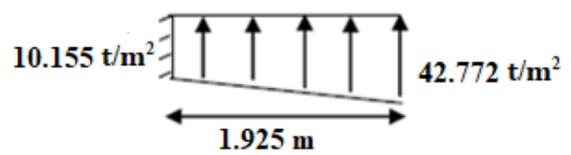
Le diagramme des contraintes est trapézoïdal



$tg\theta = 1.45/1.925 = 36.98^\circ < 45^\circ \Rightarrow$  On applique la méthode des consoles



Condition sismique



Condition normale

**Condition normale :**

$$M_{Ser} = ((42.772 - 10.155) \times (1.925/2) \times (1.925 \times 2/3) + (10.155 \times 1.925 \times 1.925/3))$$

$$M_{Ser} = 52.832 \text{ t.m}$$

**Conditionsismique :**

$$M_{Ser} = ((29.741 - 9.947) \times (1.925/2) \times (1.925 \times 2/3) + (9.947 \times 1.925 \times 1.925/3))$$

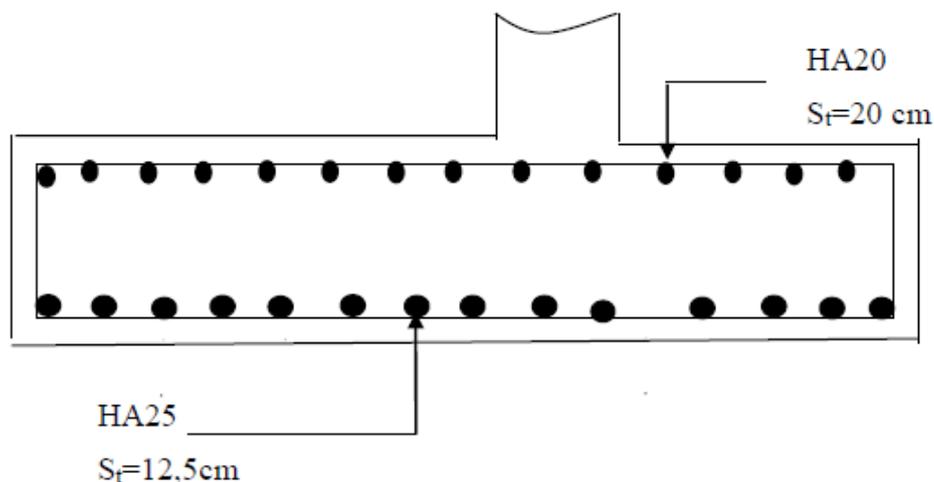
$$M_{Ser} = 36.736 \text{ t.m}$$

D'après RPOA ; Si  $A_s$  n'atteint pas la section minimale l'en

prend :  $A_s = 0,25\% \times A_b = 37,50 \text{ cm}^2$  Soit 8HA25 = 39,27cm<sup>2</sup>

Nappe supérieur :

$A_s = 0,1\% \times A_b = 15 \text{ cm}^2$  Soit 5HA20 = 15,71 cm<sup>2</sup>

**6. ferrailage de la semelle sous la culée**

**Figure.11** :Schéma de ferrailage de la semelle sous la culée

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement de la culée au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage

## **Conclusion générale**

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours au sein de notre université. En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte, le béton armé ainsi que le calcul numérique. Dans ce mémoire, une étude détaillée d'un pont à poutres préfabriquée en béton précontrainte, a été faite. L'étude des charges et surcharges, appliquées sur le tablier, a été effectuée selon les règlements SETRA, fascicule 61 titre 2 et RPOA. Les éléments de pont ont été étudiés et ferrailés sous l'effet des combinaisons les plus défavorables. En fin, ce projet de fin d'étude a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus universitaire et aussi une occasion pour nous intégrer dans le milieu professionnel

# Bibliographie

---

## I- La partie ouvrage

### I.1 Règlements :

- Règles parasismique algériennes **RPA99/VERSION2003**.
- Les documents **SETRA**
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

### I.2 Cours :

- Béton armé et précontraint.
- Résistances des matériaux.
- Pont.
- Matériaux de construction.

### I.3 Livre :

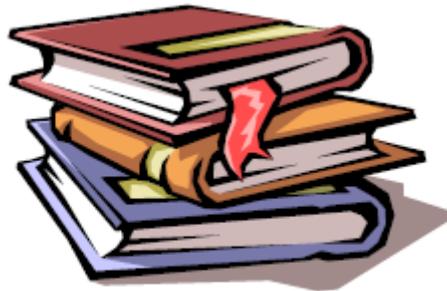
- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

### I.4 Thèses d'étude :

- **Boutaoui N, Bouridane A**, 2019.PFE «Etude d'un passage supérieur (pk 32+560) de la pénétrante Djen Djen-El Eulma », Université de Jijel.
- **DJADJA N, KHELALF M**, 2020.PFE « Etude d'un passage supérieur ( Pk 09+68 auPk 09+70) de la pénétrante « Djen Djen-El Eulma » Université de Jijel.
- **BOUFATIS A, FERTIKH Y**, 2020.PFE «Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontrainte PK4.0+019 de la pénétranteDjen Djen-El Eulma (W de Jijel) » Université de Jijel..
- **Bemrabet H, Boulefa A**, 2016.PFE « étude d'un pont rn béton précontraint sur oued Djen-djen –w jijel + effet de densification des sols sur la réponse dynamique des fondations », Université de Jijel.

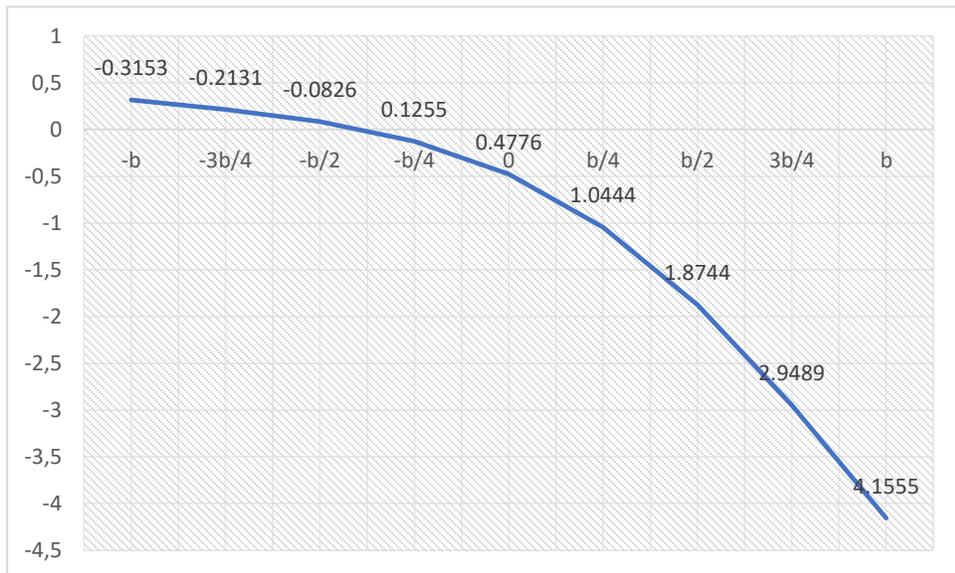
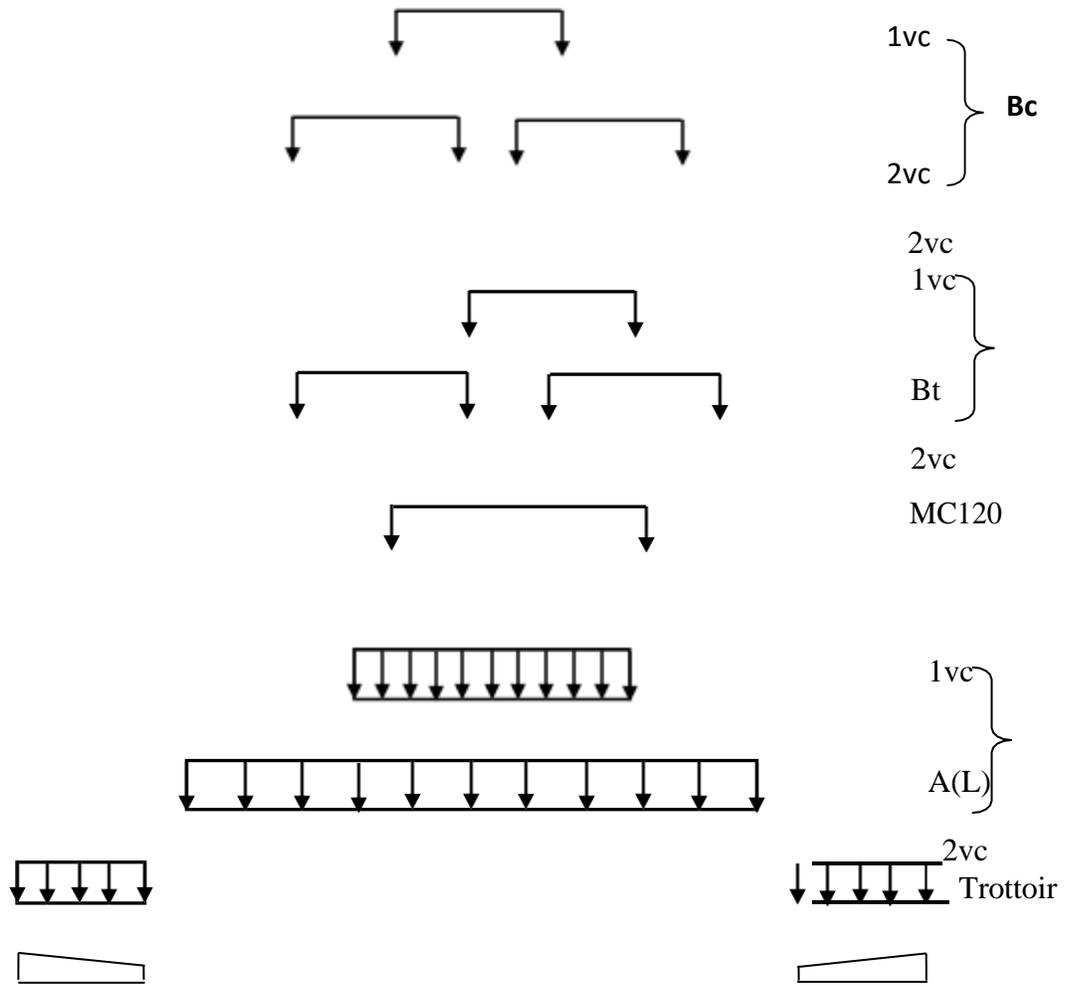
### I.5 Logiciels :

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT)..
- SOCOTEC.
- AUTOCAD 2014.
- Microsoft Word.
- Microsoft Excel.
- FORTRAN.



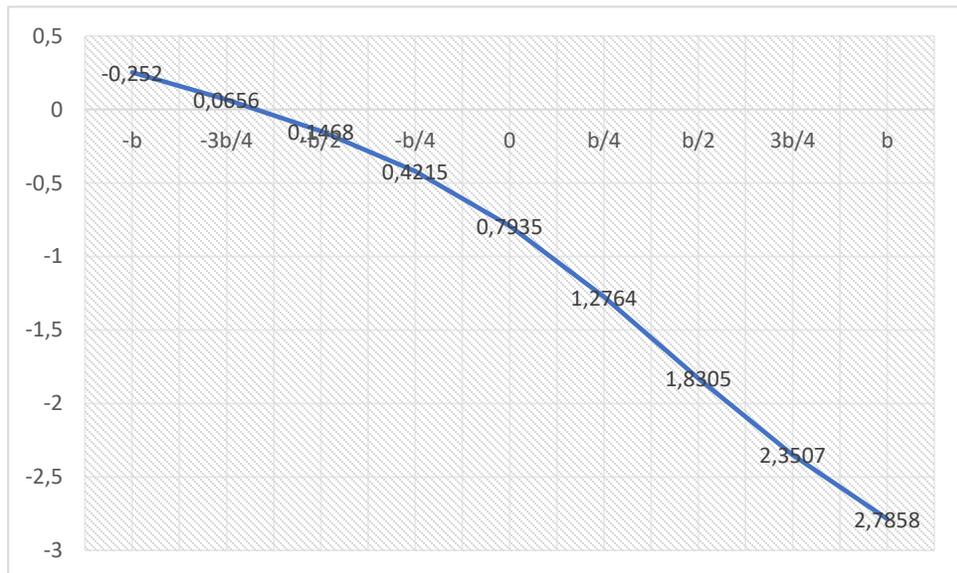
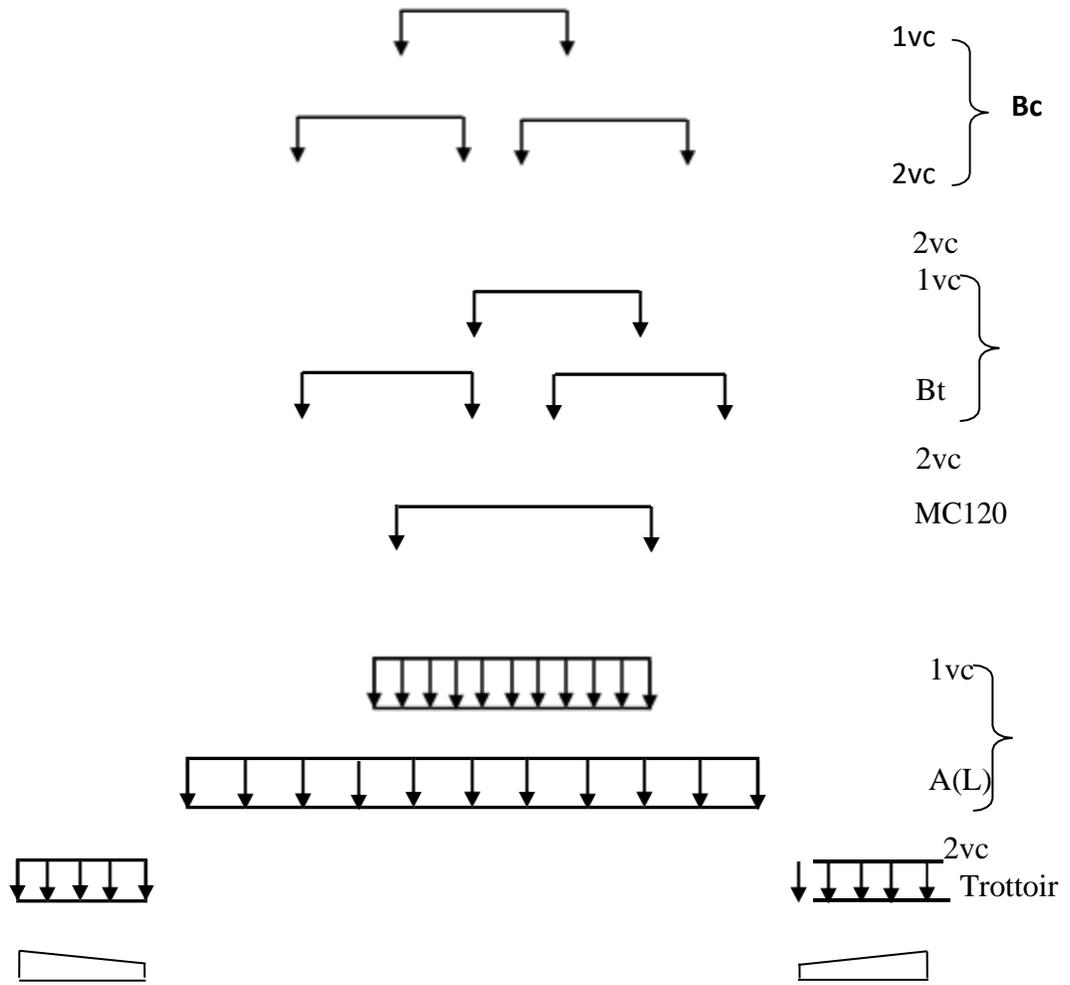
# ligne d'influence ( $K\alpha$ )

## poutre 1



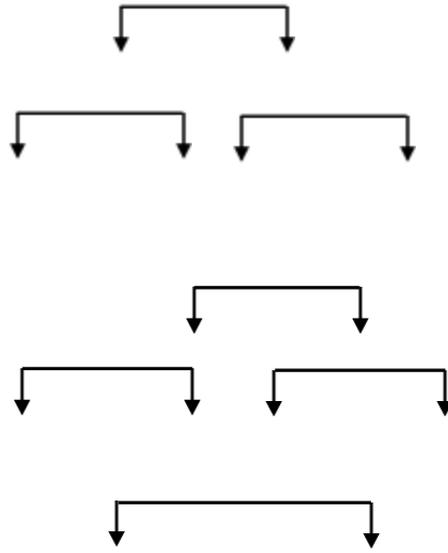
# ligne d'influence ( $K\alpha$ )

## poutre 2



# ligne d'influence ( $K\alpha$ )

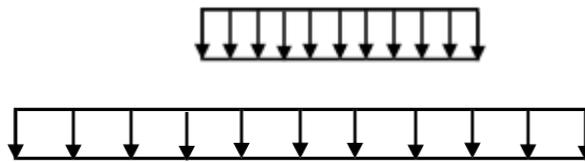
## poutre 3



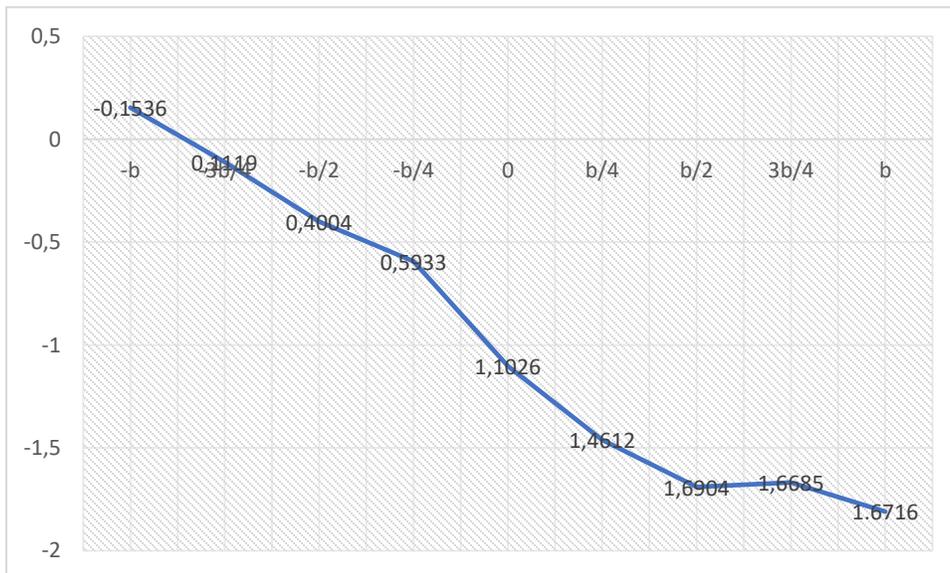
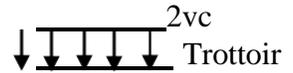
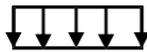
1vc }  
2vc } **Bc**

2vc }  
1vc } **Bt**

2vc }  
MC120

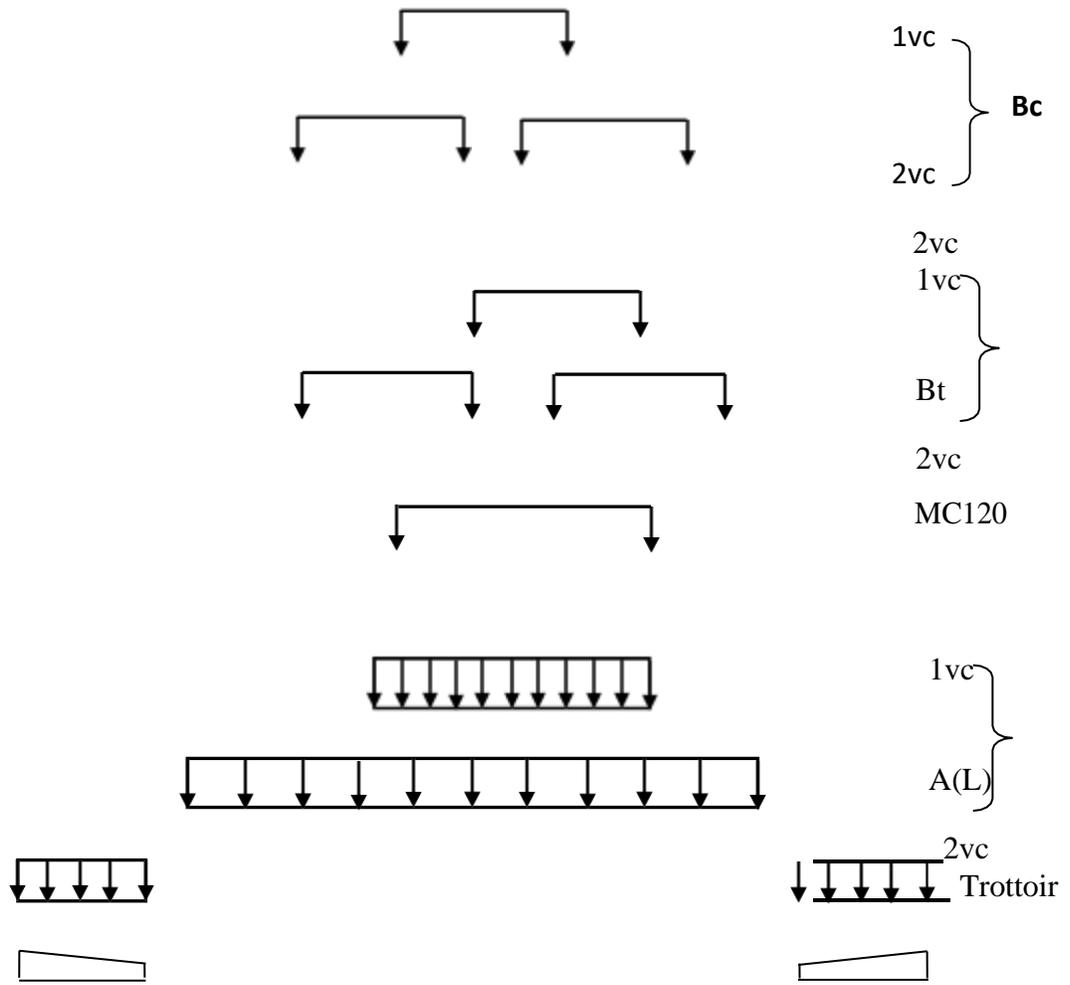


1vc }  
A(L)



# ligne d'influence ( $K\alpha$ )

## poutre 4



# ligne d'influence ( $K\alpha$ )

## poutre 5

