

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme  
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

## Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art sur la  
voie express bousmail-cherchel  
OA 28/01

*Proposé par :*

- YOUNSI MOHAMED  
SAITI

*Présenté par :*

-CHERAK HAMZA  
-DJAMI BILLEL

Promotion 2012

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

### **Remerciements :**

*Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciement sont à Allah le plus puissant, clément et Miséricordieux qui nous a donné la force, le courage et la volonté d'élaborer ce travail.*

*On remercie également nos parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour qu'on termine nos études.*

*On tient à remercier notre encadreur Mr YOUNSI MOHAMED pour ses conseils précieux et pour toute l'aide qu'il nous a apporté durant notre étude ainsi que sa disponibilité.*

*On remercie aussi tous nos amis qui nous ont soutenus et aidés durant toute la période du projet ainsi que tous nos camarades de la chambre A9.*

*On souhaite exprimer nos gratitude à tous les enseignants qui nous ont formés dès la 1ère à la 5ème Année à L'ESNTP.*

*A tous ceux qui nous ont assistés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude on tient à les remercier.*

***Djami Billel***

***Cherak hamza***

# Sommaire

## Chapitre 01 : Généralités

- Introduction.....	1
1.1- But de l'ouvrage.....	1
1.2- Présentation de l'ouvrage.....	1
1.2- Présentation de l'ouvrage.....	1
1.3-description de l'ouvrage .....	2
1.4-les données fonctionnelles.....	3
1.3-les données naturelles.....	4

## Chapitre 02 : Conception et pré-dimensionnement

2.1- Conception générale .....	6
2.1.1- Choix du type d'ouvrage .....	6
2.2- Pont à poutres précontraintes par post tension .....	7
2.3- Pont mixte .....	11
2.4- Analyse multicritères .....	16
2.5-Conception des appuis .....	18
2.5.1- Conception des culées .....	18
2.5.2- Conception de la pile .....	22
2.6- Les fondations .....	24

## Chapitre 03 : Caractéristiques des matériaux

-Introduction.....	27
3.1- Le Béton.....	27
3.1.1- la résistance à la compression.....	27
3.1.2 - La résistance à la traction .....	28
3.1.3 - Déformation longitudinale du béton.....	28
3.1.4 - Déformation transversale du béton .....	29
3.1.5 - Contraintes admissibles .....	29
3.2 - Les aciers .....	30
3.2.1 - Les aciers passifs .....	30
3.2.2 -Les aciers actifs .....	32

## Chapitre04 : Caractéristiques du tablier

-Introduction.....	34
4.1- Dimensionnement des éléments du tablier .....	34
4.2- Les équipements du tablier.....	37
4.2.1- La couche d'étanchéité .....	38

4.2.2- La couche de roulement .....	38
4.2.3- Trottoirs .....	38
4.2.4- Assainissement .....	38
4.2.5- Joints de chaussée .....	38
4.2.6- Les corniches .....	38
4.2.7- Les Garde-corps .....	39
4.2.8- Les glissières de sécurité .....	39
4.3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	40
4.3.1- Caractéristique géométrique de la poutre seule à l'about .....	41
4.3.2- Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdis à l'about .....	42
4.3.3- Caractéristique de la poutre seule à mi travée .....	43
4.3.4- Caractéristique de la poutre avec hourdis à mi- travée .....	44

## **Chapitre05 : Charges et surcharges**

-Introduction .....	45
5.1-Les types des charges .....	45
5.1.1- Les charges permanentes .....	45
5.1.2- Charges et actions variables .....	45
5.1.3- Les actions accidentelles .....	45
5.2- Calcul des charges et surcharges .....	46
5.2.1- Charges permanentes et complément de charges permanentes .....	46
5.2.1.1- Calcul des charges permanentes CP .....	46
5.2.1.2- Calcul des compléments de charges permanentes CCP .....	47
5.2.2- Surcharges d'exploitation .....	49
5.3- Combinaisons de charges .....	59

## **Chapitre06 : Calcul des efforts longitudinaux**

6.1-Evaluation des efforts dans la poutre .....	61
6.1.1- Le calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes .....	61
6.1.2- Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges .....	63

## **Chapitre07 : Etude transversale**

- Introduction .....	85
7.1-Méthode de Guyon-Massonnet .....	85
7.1.1- Détermination des paramètres de calcul .....	85
7.1.2- Calcul du paramètre $\theta$ .....	86
7.1.3- Calcul du paramètre $\alpha$ .....	87
7.2 - Calcul des moments fléchissant .....	89
7.2.1- Le coefficient de répartition transversale K .....	89
7.2.2- Le calcul de $K\alpha$ moy .....	90
7.3- Calcul des efforts tranchants .....	92
7.3.1- Calcul de $\varepsilon'\alpha$ et $\varepsilon\alpha$ .....	92
7.3.2- Calcul des valeurs de $\varepsilon\alpha$ .....	93
7.3.3- Calcul des valeurs de $\varepsilon'\alpha$ .....	93
7.3.4- Calcul des valeurs de $\varepsilon\alpha$ et $\varepsilon'\alpha$ pour les positions des poutres .....	94
7.4- Calcul de la poutre la plus sollicitée .....	96

7.4.1- Combinaisons pour le moment fléchissant .....	96
7.4.2- Combinaisons pour l'effort tranchant.....	97
<b>Chapitre08 : Etude de la précontrainte</b>	
- Introduction .....	99
8.1- Définition de la précontrainte.....	99
8.1.1- Définition de la précontrainte par post-tension .....	99
8.1.2- Mode de réalisation des poutres .....	100
8.1.3- Calcul de la précontrainte .....	100
8.1.4- Mise en œuvre des câbles et ancrages .....	101
8.1.5- Mise en tension des câbles .....	101
8.1.6- Montage de la précontrainte .....	102
8.1.7- Injection des câbles .....	102
8.1.8- Cachetage .....	103
8.1.9- Manutention .....	103
8.2- Dimensionnement de la précontrainte.....	103
8.3- Disposition constructive des câbles .....	109
8.4- Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections .....	113
8.5- Calcul des pertes .....	114
8.5.1- Pertes instantanées .....	115
8.5.2- Pertes différées .....	120
<b>Chapitre 09 : Calcul justificatif des poutres</b>	
9.1- Calcul justificatif des poutres .....	125
9.2- Vérification a la rupture .....	130
9.3- Ferrailage passif longitudinal .....	132
9.4- Étude de la zone d'about .....	134
9.5- Etude de la zone d'appui .....	138
<b>Chapitre10 : Etude de la dalle</b>	
- Introduction.....	143
10.1-Etude de la flexion longitudinale .....	143
10.2-Étude de la flexion transversale .....	144
10.3-Vérification de la contrainte de cisaillement .....	145
<b>Chapitre 11 : Etude des déformations</b>	
11-Calcul des déformations.....	146
11.1- Flèches et contre flèches.....	146
11.2- Calcul des rotations.....	148
11.3- Calcul des déplacements.....	150
<b>Chapitre 12 : Etude des équipements</b>	
12- Calcul des équipements du pont.....	151
12.1-Les appareils d'appui .....	151
12.2-Les dés d'appuis .....	155
12.3-Les joints de chaussés .....	157
<b>Chapitre 13 : Etude de la culée</b>	
- Introduction .....	160
13.1- Implantation de culées .....	160

13.2- Pré-dimensionnement de la culée .....	160
13.3- Évaluation des efforts sollicitant la culée .....	164
13.4- Ferrailage des éléments de la culée .....	168
13.4.1- Mur garde grève .....	168
13.5.2- La dalle de transition .....	171
13.5.3- Corbeau .....	173
13.5.4- Mur frontal .....	174
13.5.5- Mur en retour .....	177
13.5.6- Etude de la semelle .....	180
13.5.7- Les pieux .....	183
13 .5.8-Plot parasismique.....	186
<b>Chapitre 14 : Etude de la pile</b>	
- Introduction .....	188
14.1-Implantation de la pile.....	188
14.2-Pré dimensionnement des éléments de la pile .....	188
14.3-Répartition Des Charges Sur La pile .....	189
14.4-Calcul du chevêtre.....	192
14.5 Étude de fût .....	200
14.6-Étude de La semelle .....	203
14.7- Calcul des pieux .....	207
<b>Chapitre 15 : conclusion</b>	
Conclusion .....	211

## - Introduction :

Le domaine des travaux publics est le domaine le plus fréquemment utilisé dans la vie des humains à travers le monde, ce domaine est très vaste il comprend les ouvrages d'art, les routes et les bâtiments.

Parmi les constructions importantes dans les travaux publics on trouve la famille des ouvrages d'art. Ils constituent une partie assez grande de cette famille vu leur importance économique et sociale et leur rôle dans le développement du pays.

Un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage.

Ces dernières décennies, la construction des ponts a considérablement progressé non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre méticuleuse de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

### 1.1-But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude de l'ouvrage d'art 28/01 qui relie les deux villes de **Chenoua** et **Alger**.

### 1.2-Présentation de l'ouvrage :

La réalisation d'un ouvrage d'art est lui conféré des qualités fonctionnelles, économique et esthétiques est très essentielle dans son bon fonctionnement.

L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacle franchis) qui lui sont imposées. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût est une nécessité d'ordre budgétaire. Il est également essentiel de veiller à lui donner des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

La démarche de conception consistera donc à fixer les choix fondamentaux avant de s'intéresser aux détails, en procédant par l'étape et affinements successifs. C'est ainsi que l'implantation des appuis et le choix du type de l'ouvrage.

Les ponts doivent répondre à certaines exigences puisqu'ils sont destinés à offrir un service à des usagers.

L'ouvrage objet de notre étude est un pont route qui franchit la voie express qui relie **bousmail** à **cherchel** avec un biais de 92.92 g, le pont est un passage supérieur à deux travées de 33.4m chacune, il est construit en béton précontraint par post tension.

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 77.46m
- Largeur du tablier : 16.6m.
- Largeur de la chaussée : 11m
- Pente : 0.6% « Est- Ouest »

### **1.3- Description de l'ouvrage :**

#### **1.3.1- la superstructure :**

La superstructure est la partie de l'ouvrage situer au-dessus , elle est formée d'éléments constitutifs qui sont : le platelage et la poutraison.

##### a- Le platelage

Formé d'un hourdis en béton armé de 25cm d'épaisseur coulé sur place avec un ripage transversal de 2,5%, recouvert d'un revêtement de 7cm d'épaisseur, il supporte une chaussée de quatre voies de circulation de 2,75 m de large chacune, la chaussée est séparé d'un TPC de 2m. Le tablier comporte deux trottoirs identiques de 1, 5 m de largeur, deux corniches préfabriquées de part et d'autre et surmontées par des gardes corps.

##### b- La poutraison

Elle constitue le support du platelage, se compose de 10 poutres préfabriquées en béton précontraint de 33.4m de longueur, la hauteur des poutres est de 1.5m et la largeur de la table de compression est de 1.03m, l'entre axe des poutres est de 1.67m.

#### **1.3.2- l'infrastructure**

C'est la partie de l'ouvrage situer en dessous du tablier elle est supportée par deux culées remblayer et une pile au milieu.

##### - La culée :

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

##### - la pile :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol support,

#### **1.3.3- les équipements :**

L'ouvrage est doté de :

- Joints de chaussée.

- Des appareils d'appui.
- Les gargouilles.

Pour choisir le type d'ouvrage adéquat au site ou l'on veut réaliser un pont, on a besoin de plusieurs données relatives au site et des données sur l'ouvrage lui-même, ces données sont :

#### **1.4- les données fonctionnelles :**

Notre ouvrage est un pont en béton précontraint en post tension, il permettra de relier la ville de **chenoua** à **Alger**.

L'ouvrage se compose de deux travées de 33.4m, il a une longueur totale de 77.46m

##### **1.4.1- 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 ces points caractéristiques.

Cet axe a un caractère conventionnel: il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée. Selon le tracé en plan le pont peut être soit droit, biais ou courbe.

Dans notre cas le pont présente un biais de 92.92 gr ce n'est pas un biais prononcé.

##### **1.4.2- Profil en long :**

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

Le profil en long de notre ouvrage présente une longueur de 77.46m et une pente de 0.

##### **1.4.3- Profil en travers :**

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur totale : 16.6m
- Largeur roulable :  $L_r = 11m$
- Nombre de voies : 4 voies.
- Nombre de trottoirs :  $2 \times 1.5m$  et un TPC de 2m
- La pente : 2,5%.

## 1.5- les données naturelles :

### 1.5.1- Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Elles doivent être forcément respectées et elles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète.

En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose que l'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

### 1.5.2- Données climatiques :

#### 1- La Température :

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis ainsi que dans le dimensionnement de la couche de roulement.

L'ouvrage se situe dans la zone climatique I donc la température équivalente du site est de 20°C.

#### 2- La Neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelque cas particulier (ouvrage en phase de construction)

#### 3- Le Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement des charges (fascicule 61, titre II).

### 1.5.3- Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

### 1.5.4- Donnée sismologique :

Un séisme et une succession de déplacement rapides imposés à la fondation d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de TIPAZA elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2008) en Zone III (région à forte sismicité).

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Aussi, il y a lieu :

- d'intercaler des plots parasismiques.
- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- de réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

## 2.1- Conception générale :

La conception est une étape très importante, car elle permet de choisir le type d'ouvrage, ce choix n'est pas pris au hasard il résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement en fonction des données naturelles et fonctionnelles imposées par le site, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale et esthétique.

### 2.1.1- Choix du type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer l'ouvrage qui présente les meilleures qualités techniques et architecturales et le plus économique possible pour satisfaire toutes les conditions imposées.

Pour cela il faut connaître toutes les contraintes à respecter et l'ensemble des ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison entre les variantes choisies permettra de retenir la solution qui respecte toutes les conditions et fera l'objet d'étude plus détaillée.

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés, la position des piles est fixée par les conditions naturelles et les contraintes à respecter.

Dans le cas de notre franchissement plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais pour les choisir on doit respecter quelques critères qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- la voie portée : pont (route, rail,...).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droit, biais, courbe.
- La durée de vie : provisoire ou définitif.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- L'entretien après la mise en service.
- Le coût et la durée de réalisation.
- Le mode d'exécution.

Les deux variantes qu'on a proposées sont :

**1<sup>ère</sup> VARIANTE : PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST TENSION**

**2<sup>ème</sup> VARIANTE : PONT MIXTE**

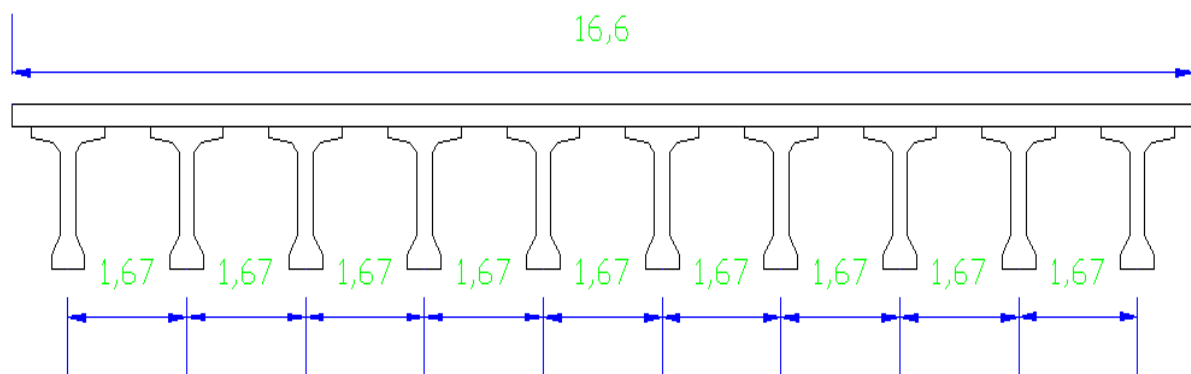
## 2.2- Pont à poutres précontraintes par post tension :

### 2.2.1- Introduction :

C'est un pont constitué de plusieurs poutres en béton précontraint, les poutres sont mises longitudinalement de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises (s'il y en a) et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes.

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimer certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures.



**Fig.2.1. Profil en travers du pont**

### 2.2.2- Les avantages et les inconvénients :

#### ➤ les avantages :

Les avantages que offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la

Préfabrication :

- \* Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de Meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage
- \* les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles
- \* En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis.
- \* De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant Souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage.

\* Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension.

\* Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.

\* Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

➤ **Les inconvénients :**

\* Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive.

\* Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).

\* Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.

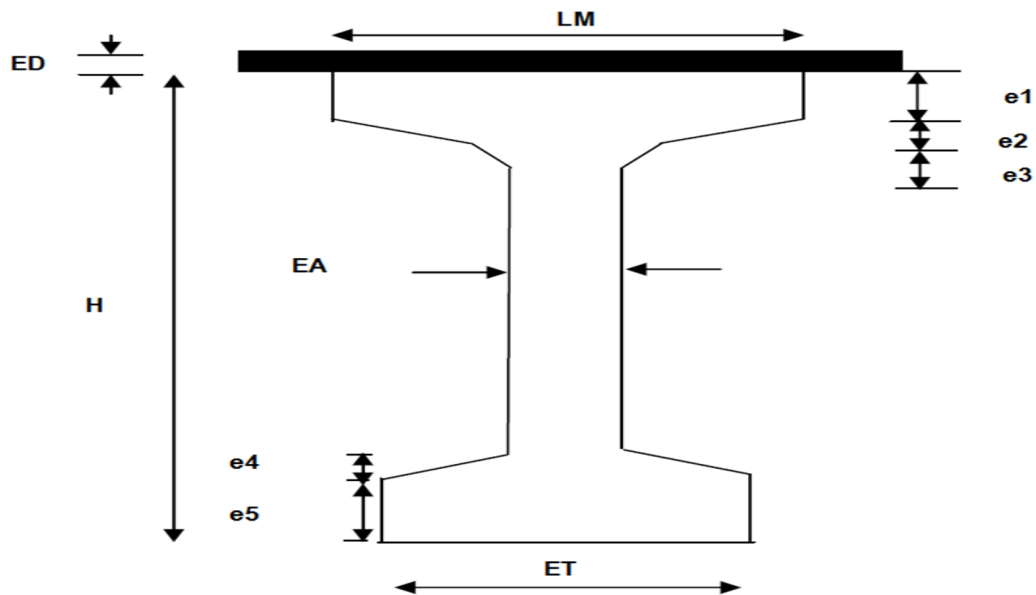
\* La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.

\* la nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles des poutres et pour la mise en tension.

\* la nécessité de fabriquer un béton plus résistant principalement avant 28 jours.

### 2.2.3- Pré dimensionnement de la poutre de précontrainte :

La portée de la poutre est de 32.4m.



**Fig.2.2 Coupe transversale de la poutre**

**- Hauteur totale (poutre +dalle) :**

$$L/H_t = 16a24 \Rightarrow H_t = 1.39 \text{ à } 2.08\text{m}$$

On prend  $H_t = 1.75\text{m}$

**- Epaisseur de la dalle :**

$$18\text{cm} \leq ED \leq 25\text{cm} \quad \text{on prend } ED = 25\text{cm}$$

**- Hauteur de la poutre :**

$$H = H_t - ED = 1.75 - 0.25 = 1.5\text{m} \quad \text{donc la hauteur de la poutre est de } 1.5\text{m}.$$

**- Epaisseur de l'âme :**

$$21\text{cm} \leq EA \leq 24\text{cm} \quad \text{on prend } EA = 21\text{cm}$$

**- Largeur de la table de compression :**

$$LM \geq 0.6H \quad \text{on prend } LM = 1.03\text{m}$$

**- épaisseur de la table de compression :**

$$e_1 \geq 10\text{cm} \Rightarrow e_1 = 11\text{cm}$$

**- Epaisseur du talon :**

$40\text{cm} \leq ET \leq 90\text{cm}$  on prend  $ET=47\text{cm}$

**- Hauteur du talon :**

Entre 10cm et 20cm on le prend 15cm ;  $e_5=15\text{cm}$

**- Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et déplacer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :

$45^\circ < \alpha < 60^\circ$ .

**- Gousset du talon:**

En travée :

$\alpha = 57^\circ$ ,  $e_4 = 20\text{cm}$

A l'appui

Il n'y a pas de gousset

**- Gousset de la table de compression:**

En travée :

$\alpha = 45^\circ$  les dimensions du gousset est 0.1 0.1

A l'appui ;

$\alpha = 45^\circ$  les dimensions du gousset est 0.1 0.1

**- Distance entre poutres :**

$1.5\text{m} \leq DP \leq 3.5\text{m}$  on prend  $DP=1.67\text{m}$

**- Largeur de la dalle :**

$60\text{cm} \leq LD \leq 100\text{cm}$  on prend  $LD=67\text{cm}$

**- Nombre de poutres :**

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$N = La/DP + 1$  Avec

$La$  : c'est la largeur du pont = 16.60m

$DP$  : entraxe entre deux poutres 1.67m Donc :  $N = 10$  poutres

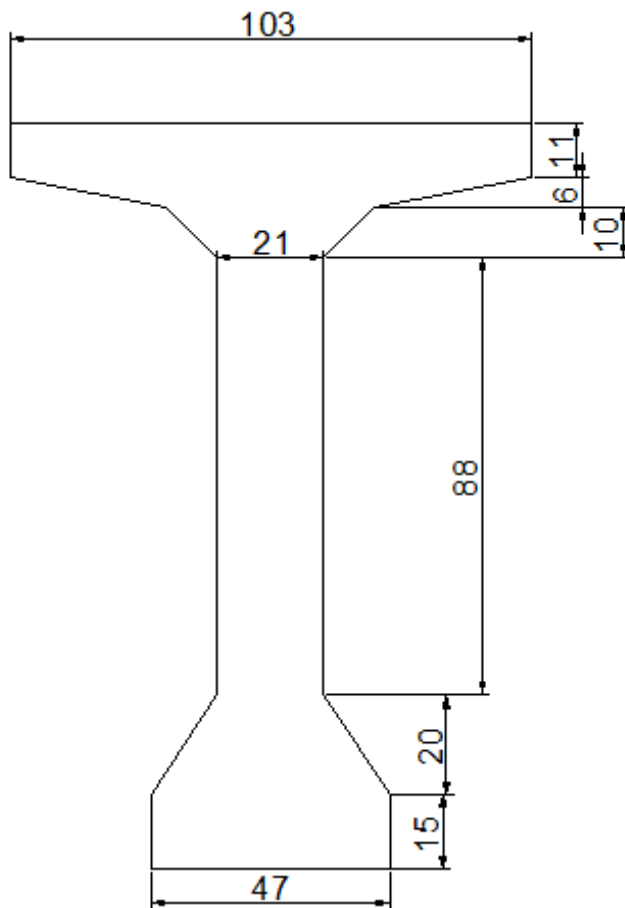


Fig.2.3.Coupe transversale à mi- travée

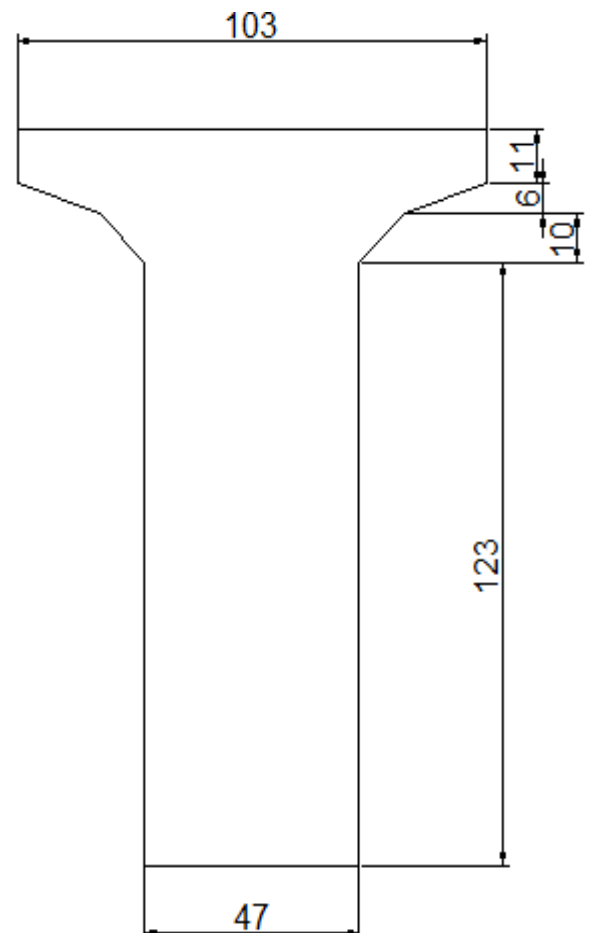


Fig.2.4.coupe transversale sur appui

## 2.3- Pont mixte :

### 2.3.1- introduction :

Un pont mixte est un pont constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes ont connus un grand développement ces dernières années grâce au progrès de l'industrie métallurgique et au développement des peintures anti corrosion, ils sont devenus une solution très répandue dans le domaine des travaux publics.

Il y a deux systèmes qui peuvent être conçus pour ce genre de pont ;

- 1- travées indépendantes (isostatique).
- 2- travée continue (hyperstatique).

### 2.3.2-Les avantages et les inconvénients :

#### ➤ les avantages :

- \* la possibilité de franchir de grandes portées.
- \* La durabilité des ouvrages en acier.
- \* Les progrès métallurgiques et l'optimisation de la production.
- \* la rapidité d'exécution de l'ouvrage.
- \* L'amélioration des méthodes de montage, avec une importance accrue de la rapidité du montage.
- \* la précision dimensionnelle et la simplicité des structures.
- \* Les progrès des peintures anticorrosion.
- \* L'évolution du calcul des ponts mixtes.
- \* La meilleure maîtrise de la fissuration de la dalle sur appui, suite à la recherche, qui est un élément clé pour la durabilité de l'ouvrage.
- \* légèreté du tablier par rapport au autre type de tablier.
- \* le gain sur les couts de construction.
- \* offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- \* facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.
- \* Une réduction des dimensions et du poids de l'acier : pour des ponts de portée moyenne à longue, l'économie de poids peut aller jusqu'à 20%.
- \* Une réduction des épaisseurs des plaques, donc des dimensions des soudures.

#### ➤ Les inconvénients :

- \* les ponts mixtes demandent une main d'œuvre qualifiée.
- \* résistance au feu très faible.
- \* l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- \* les poutres en I sont sensibles au déversement lorsqu'elles sont comprimées pour les ensembles des pièces de pont.
- \* la surveillance est obligatoire avec des visites périodiques.

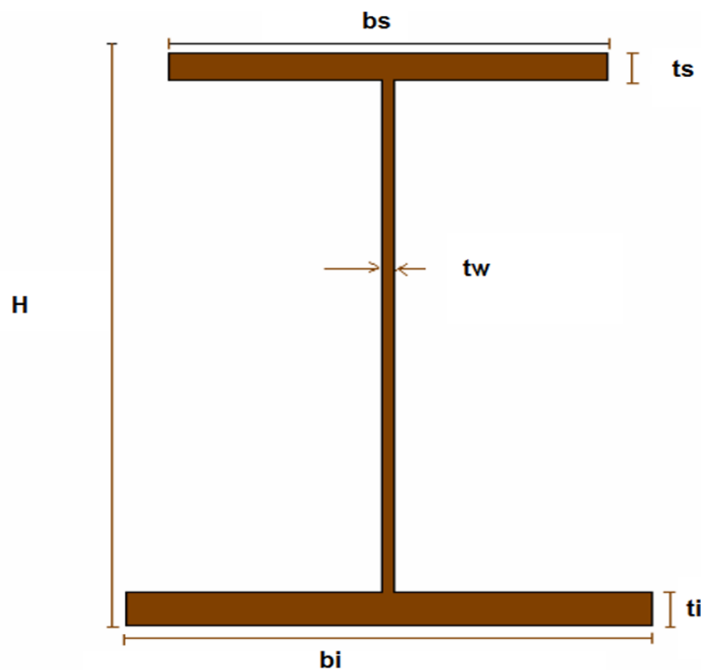
\* la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

\* les sollicitations climatiques la différence de » température entre le béton et l »acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

\* Le risque de voilement.

### 2.3.3- Pré dimensionnement de la poutre :

La poutre métallique est souvent de la forme I, et elle est de la forme suivante :



**Fig.2.5.Coupe transversale de la poutre**

#### a- pont a travées indépendantes (isostatique) :

Longueur de la portée est de 32.4m

#### - Nombre de poutres (N)

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

$$N = La / d$$

La : La largeur du tablier égale à 16,06m

d : l'espacement est entre 3 et 5m selon ciolina

On fixe l'espacement :  $d = 4\text{m}$

$$N=16.06/4=4.015$$

Donc le nombre de poutres est de 4 poutres.

**- Hauteur de la poutre :**

$$L/H=22a25 \Rightarrow 1.47 \leq H \leq 1.296\text{m}$$

$$\text{Donc } h=1.3\text{m}=1300\text{mm}$$

**- Largeur de la semelle supérieure :**

$$b_s=1/7(40L+1600)$$

$$b_s=500\text{mm}$$

**- Largeur de la semelle inférieure :**

$$b_i=10L+200 \text{ on prend}$$

$$b_i=600\text{mm}$$

**- Épaisseur de la semelle supérieure :**

$$b/t \leq 0.9\sqrt{E/F_y} \Rightarrow b/t \leq 22 \Rightarrow t \geq b/22$$

Donc on prend  $t_s=25\text{mm}$

**- Épaisseur de la semelle inférieure :**

$$t \geq b/22 \text{ on prend } t_i=30\text{mm}$$

**- hauteur d'âme :**

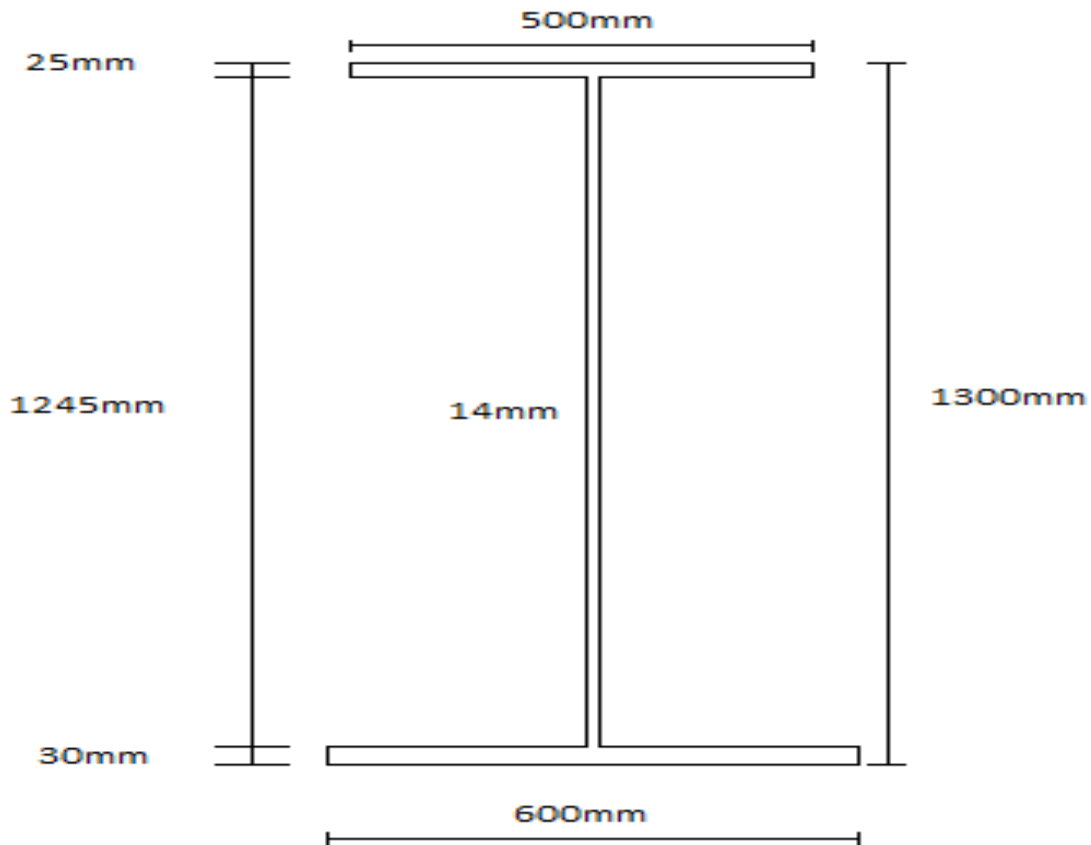
$$d=H-(t_i+t_s) \Rightarrow d=1245\text{mm}$$

**- Épaisseur d'âme :**

$$d/t_w \leq 200 \text{ et } t_w \geq 12\text{mm}$$

$$t_w \geq 6.22\text{mm}$$

donc on prend  $t_w=14\text{mm}$



**Fig.2.6.Dimension de la coupe transversale de la poutre**

### **b- pont hyperstatique (poutre continue)**

#### **- Hauteur de poutre h :**

$$L/h=28 \Rightarrow h= 1157\text{mm}$$

Donc on prend  $h=1200\text{mm}$

#### **- largeur de la semelle supérieure**

$$b_s=1/7(40L+1600)$$

$$b_s=500\text{mm}$$

#### **- Largeur de la semelle inférieure :**

$$b_i=10L+200 \text{ on prend}$$

$$b_i=600\text{mm}$$

#### **- Épaisseur de la semelle supérieure :**

$$b/t \leq 0.9 \sqrt{E/F_y} \Rightarrow b/t \leq 22 \Rightarrow t \geq b/22$$

Donc on prend  $t_s=25\text{mm}$

**- Épaisseur de la semelle inferieur :**

$t \geq b/22$  on prend  $t_i=30\text{mm}$

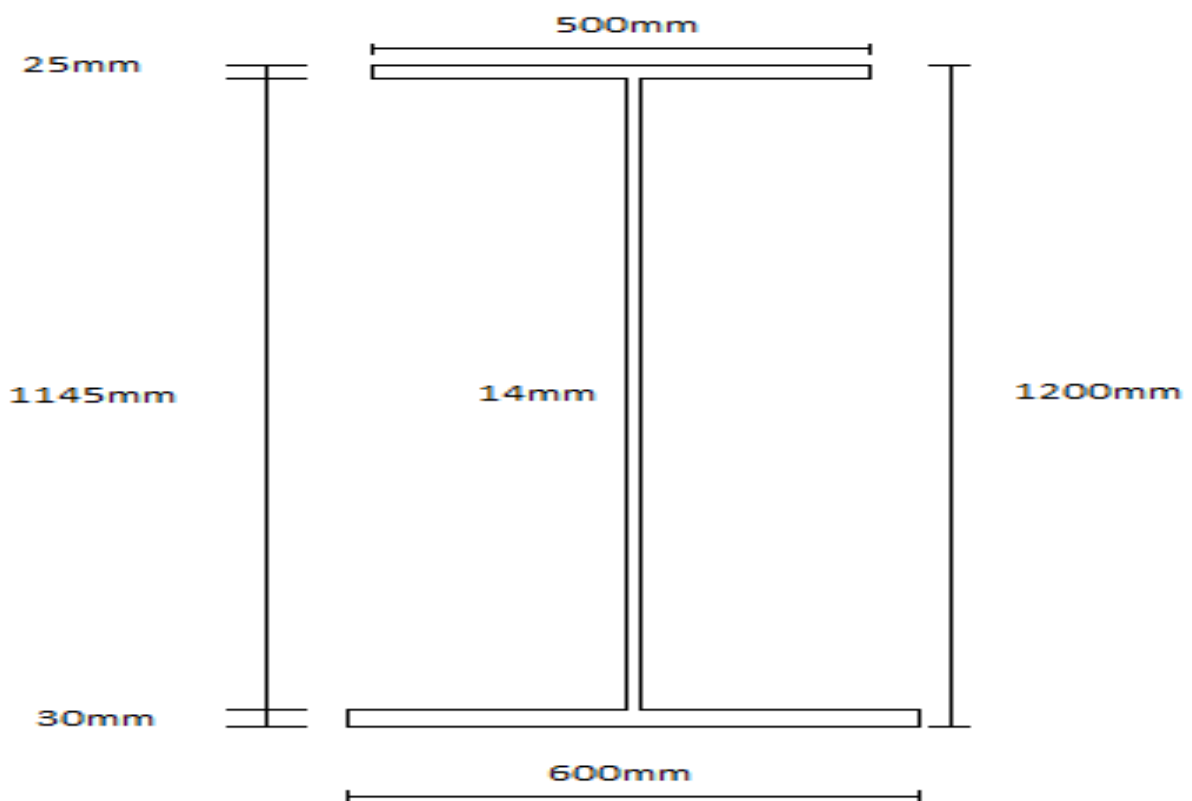
**- Hauteur d'âme :**

$d=H-(t_i+t_s) \Rightarrow d=1145\text{mm}$

**- Épaisseur d'âme :**

$d/t_w \leq 200$  et  $t_w \geq 12\text{mm}$

$t_w=5.7\text{mm} \Rightarrow t_w=14\text{mm}$



**Fig.2.7.Dimension de la coupe transversale de la poutre**

## 2.4- Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

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

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

#### 2.4.1- Variante I : Pont mixte :

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan d'exécution :

- La légèreté du tablier.
- La rapidité d'exécution.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

##### **Pour l'économie :**

- Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- Le coût est plus élevé.

##### **Pour l'entretien :**

- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans les assemblages.
- Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.

##### **Pour l'esthétique :**

- Mauvaise intégration dans le site.

##### **Pour l'exécution :**

- Demande une main d'œuvre très qualifiée.
- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

#### 2.4.2- Variante III : Pont à poutres multiples précontraintes par post tension :

Le pont à poutres multiples présente des avantages sur tous les plans de cette analyse :

##### **Pour l'économie :**

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.

##### **Pour l'entretien :**

- L'absence totale d'une pathologie grave.

##### **Pour l'esthétique :**

- Les ponts à poutres peuvent prendre plusieurs formes esthétiques qui enrichissent les sites d'accueil.

##### **Pour l'exécution :**

- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

**Tableau récapitulatif de l'analyse multicritère**

	Pont mixte	Pont a poutre en béton précontrainte
<b>Economie</b>	chère	moins chère
<b>Entretien</b>	très difficiles	Très facile
<b>Esthétique</b>	mauvaise	bonne
<b>Exécution</b>	facile	facile
<b>Délais (chantier)</b>	Environ 6 mois	Environ 9 mois

**Tableau.2.1****- Conclusion :**

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

Donc la variante retenue est le pont à poutres multiples précontraintes par post tension.

**2.5-Conception des appuis :**

La définition des appuis d'un ouvrage d'art est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble .le choix ne peut se faire que progressivement, ou d'une façon itérative.

Un appui peut être caractérisé par ces caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques.

Le choix du type d'appuis résulte d'une vaste synthèse englobant :

- la nature et le mode de construction du tablier.
- les contraintes naturelles du site.
- les contraintes fonctionnelles du projet.

**2.5.1- Conception des culées :**

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

Les fonctions de la culée sont :

**- Fonction mécanique**

- Une transmission des efforts au sol de fondation.

- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements). Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes

### - Fonction technique

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

Au stade du projet, il est impératif d'avoir bien recensé toutes les données de la fonction technique de la culée : son dimensionnement et sa conception en dépendent étroitement.

On distingue plusieurs types de culées :

- \* culées remblayées
- \* culées enterrées
- \* Les culées creuses
- \* Les culées en terre armée
- \* Les culées contrepoids

### 1- Choix du type de culée :

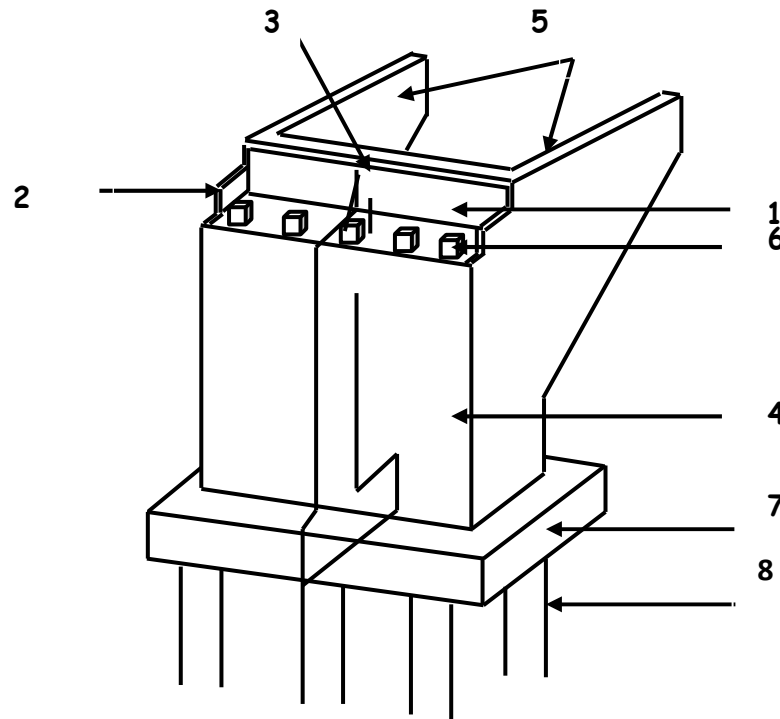
Dès le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si au cours des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10m.

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de (6.55 et 8.6) m, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

### 2- la culée remblayée :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.



**Fig.2.8.schéma de la culée**

Les composants de la culée remblayée sont :

- 1) Mur garde grève.
- 2) Muret cache.
- 3) Corbeau arrière.
- 4) Mur de front ou frontal.
- 5) Mur en retour (mur en aile).
- 6) Dés d'appui.
- 7) Semelle.
- 8) Pieu.

### 3- pré dimensionnement de la culée :

#### a- mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de

charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front. Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appui ne doit pas être inférieur à 20cm.

L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement.

On fixe l'épaisseur du mur est de 1.5m pour une hauteur de 6.6m.

#### **b- mur garde grève :**

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter la mise en tension des câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage et aux efforts transmis par la dalle de transition.

La hauteur  $h = 2m$ .

L'épaisseur  $e = 0,30m$

#### **c- les murs en retour :**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf, éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastres à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière. La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser 7 à 8m.

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique. Elle varie entre 30cm et 50cm.

On prend 50cm.

Longueur du mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, donc on trouve une longueur :  $L = 8.5m$ .

#### **d- sommier d'appui :**

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Dans le cas de culées remblayées, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui.

L'épaisseur du sommier pour un tablier de portée modeste est de l'ordre 0,2 à 0,7m, si les éléments porteurs sont sous les appareils d'appuis, si les éléments porteurs sont décalés son épaisseur est de l'ordre 0,9 à 1m.

Pour notre cas l'épaisseur du sommier est = 1,2m.

#### **e- dalle de transition :**

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

Longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai. Pour notre cas on trouve une longueur :

$L = 5.16 \text{ m}$  et une épaisseur de  $0,3\text{m}$ .

#### f- corbeau arrière :

Le corbeau est une poutre encastree sur le mur garde grève, il supporte la dalle de transition et les remblais au-dessus d'elle.

Ses dimensions sont :

- Hauteur :  $H_1 = 1 \text{ m}$ .
- Hauteur :  $H_2 = 1,5 \text{ m}$ .
- Epaisseur :  $E_f = 0,25 \text{ m}$ .
- Longueur :  $L = 16.6 - 1 = 15.6 \text{ m}$ .

### 2.5.2- Conception de la pile :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol support, la conception des piles est fonction du type et le mode de construction du tablier et aussi des fondations. et bien sur les contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques.

Les critères de conception des piles sont :

- la nature et le mode de construction du tablier.
- les contraintes fonctionnelles du projet.
- les contraintes du site.
- le mode d'exécution des fondations et la liaison avec le tablier.

En générale les piles sont dimensionnées pour permettre l'implantation des appareils d'appuis définitifs, les niches a verrais pour le changement d'appareils d'appuis.

Il y a deux principaux types de piles :

**Les piles de type voile** : le modèle de base le plus simple est un voile continu d'épaisseur constante, Facilement exécutable de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

**Les piles de type poteau** : les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appui, ou liés par un chevêtre dans les cas contraire.

Le principale problème de ce type de pile est un problème de robustesse vis avis des chocs de véhicules.

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques

En fonction de critères de choix et en vue des contraintes d'implantation, nous avons optes pour une pile a cinq futs.

### - Pré dimensionnement des éléments de la pile :

Les éléments de la pile sont le chevêtre et le fut.

#### a- Chevêtre :

Il joue un rôle actif de transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier « freinage , séisme ... », il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être rendue difficile si on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

- Longueur :  $L = 9 \times 1.67 + 2 \times 0.535 = 16.6 \text{ m}$
- Largeur :  $E = 2 \times 0.5 + 2 \times 0.55 = 2.1 \text{ m}$
- Hauteur :  $1 \text{ m} \leq H \leq 1,6 \text{ m}$ .

D'où  $H = 1,4 \text{ m}$ .

#### b- le fut :

Le dimensionnement des futs de piles fait appel à trois critères :

- un critère de résistance mécanique.
- un critère de robustesse.
- un critère esthétique.

Les futs ont aussi un rôle de transmission des efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre cinq futs à un diamètre fixe de 1,4m et un entraxe de 3.5 m.

## 2.6- Les fondations :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui reçoivent les charges à partir du tablier qui sont transmises par les piles, ses fondations reposent directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, les fondations sont choisies selon la nature du sol qui doit les recevoir, pour cela on distingue deux types de fondations : les fondations superficielle et les fondations profondes.

### 2.6.1- Les types de fondation :

#### 1- les fondations superficielles :

Elles sont mise en œuvre lorsque il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appel fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

#### 2- les fondations profondes :

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde. On a deux types :

- \* Fondation par puits (semi profonde)
- \* Fondation par pieux (profonde) il y a :

### 2.6.2- Choix des pieux :

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra :

- De l'importance de l'ouvrage.
- Des charges à supporter.
- Des caractéristiques du sol sous-jacent.
- De la configuration du terrain

Dans notre cas on utilise les pieux profonds forés donne le sol.

**- Diamètre des pieux :**

Pour les pieux forés le diamètre pouvait aller jusqu'à 2,5m, mais il ne faut pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,80m car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton central.

Donc, on fixe le diamètre à  $\emptyset = 1,2\text{m}$ .

**- L'entraxe des pieux :**

Un espacement trop grand entre pieux à une forte incidence sur le volume de la semelle de répartition. En revanche, un espacement trop faible présente des inconvénients majeurs tant à l'exécution (remontée ou rupture de pieux voisins au battage), c'est pourquoi, il est communément admis qu'un entraxe varie de 2,5 à  $3\emptyset$  pour éviter l'effet de groupe.

L'entraxe  $\geq 3\emptyset$ . Donc l'entraxe est égal à 3,6m

**- Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport de sol (la portance des pieux) et la décente de la charge ramenée par l'ouvrage.

Donne notre projet on a 10 pieux par fondation et on a trois fondations (1 pile et 2 culés) donc on a 30 pieux

**2.6.3- Semelle de liaison :**

Quel que soit le système de pieux choisi, ces derniers seront toujours liaisonnés en tête par une semelle, dont le rôle est multiple, à la fois mécanique et fonctionnel.

La semelle solidarise l'ensemble des pieux, et permet de répartir uniformément les efforts provenant du tablier.

**- La longueur de la semelle :**

La longueur de la semelle dépend de l'appui, pour notre ouvrage on a un appui de type futs, dans ce cas la longueur de la semelle dépend de la largeur des futs.

Donc  $L_s = 16,9\text{ m}$ .

**- L'épaisseur de la semelle :**

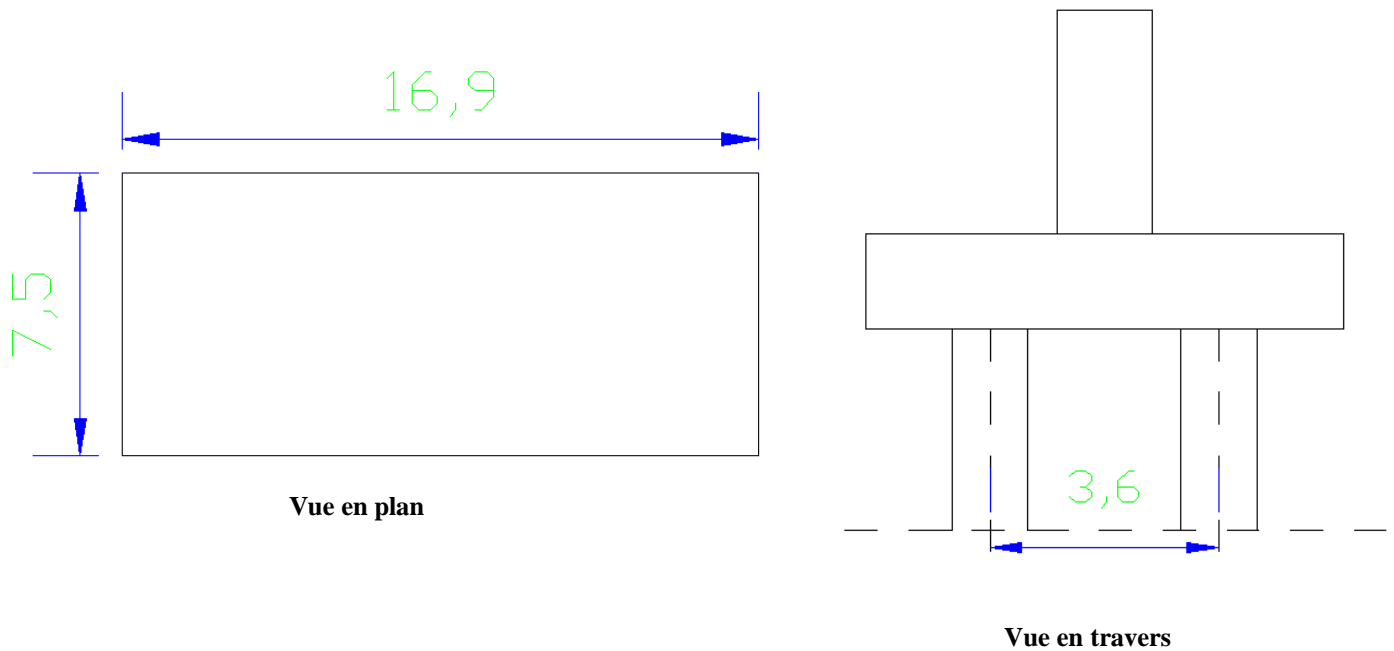
L'épaisseur de la semelle est généralement égale à 1,2

$h_s \geq 1,2$  On fixe :  $h_s = 1,5\text{m}$ .

**- Largeur de la semelle :**

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieux, caractérisée par le nombre de files et la distance entre axes des files, qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

La largeur de la semelle sera  $B=7.5$  m pour les culées, et de  $B=5.2$  m pour les piles.



**Fig.2.9.shema se des fondations**

## - Introduction :

Dans la construction des ouvrages, le choix des matériaux prend une part très importante, car le bon choix de ces matériaux nous permet d'augmenter la durée de vie des ponts, et d'assurer leur bon fonctionnement.

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, dans ce chapitre notre travail consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

On distingue trois matériaux de construction dans la construction de l'ouvrage :

- Béton.
- Acier passif.
- Acier actif ou de précontrainte.

### 3.1- le Béton :

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau et éventuellement des adjuvants, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées. Le dosage du ciment utilisé est de l'ordre de 400 à 450 kg/m<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup> (c.-à-d. 500 Kg de Ciment pour 1 m<sup>3</sup> de béton).

Pour améliorer les propriétés du béton on utilise les adjuvants, leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

- Les plastifiants.
- Les retardateurs de prise du ciment.
- Les accélérateurs de prise et durcissement.

#### 3.1.1- la résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales. La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement.

**- Pour l'infrastructure**

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{MPa} & \text{pour } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

**- pour le tablier**

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{MPa} & \text{pour } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

**3.1.2 - La résistance à la traction :**

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression  $f_c$  mais leur résistance à la traction  $f_t$  joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.

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

**- pour l'infrastructure**

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPA}$$

**- pour le tablier**

$$f_{tj} = 2.7 \text{ MPA}$$

**3.1.3 - Déformation longitudinale du béton :**

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant .ependant, pour les valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à 50 % de la contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur  $E_{ij}$  du module instantané.

Le module  $E_{ij}$  est fonction croissante de la résistance à la compression.

Ils y a le module de déformation instantanée et le module de déformation différée

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 33000 \text{ MPA} & \text{pour l'infrastructure} \\ 35981.73 \text{ MPA} & \text{pour le tablier} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 11100 \text{ MPA} & \text{pour l'infrastructure} \\ 12102.95 \text{ MPA} & \text{pour le tablier} \end{cases}$$

### 3.1.4 - Déformation transversale du béton

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante.

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

$\nu$  : 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)

### 3.1.5 - Contraintes admissibles

C'est la limite de la résistance à la compression du béton.

A l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} \text{ MPA} \quad \text{avec :}$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas durable} \\ 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24\text{h} \\ 0.9 & \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

### A l'ELS

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

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} \text{ MPA}$$

## 3.2 - les aciers :

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

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

### 3.2.1 - Les aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés sont le plus souvent des aciers à Haute adhérence, comparables à ceux du béton armé (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de Carbone on obtient des aciers doux (0,15-0,25 %) ou des aciers mi-durs (0,25-0,4%)

Dans les calculs, l'acier est défini par la valeur garantie noté « Fe » de sa limite d'élasticité. Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont représentées dans le tableau suivant :



Type	Désignation (Nuance)	Limite d'élasticité Garantie Fe(MPA)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	Fe E22 Fe E24	215 235	Emploi courant épingle de levage des pièces préfabriquées
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	Fe E40 Fe E50	400 500	Emploi courant
<b>Fils tréfilés HA (Type 3)</b>	Fe TE40 Fe T E40	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou treillis
<b>Treillis soudés -lisses -HA</b>	TSL TSHA	500	Emploi courant

**Tableau.3.1**

Pour notre projet les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40 type 1 avec une limite d'élasticité  $f_e$  400 MPA, leur module d'élasticité  $E_s$  est égal à 200000 MPA.

**a- la limite d'élasticité :**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  (coefficient de sécurité) tel que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.15 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

**b- contraintes limite de traction :**

État considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1,6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min (f_e/2 ; 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$ $\eta=1$ Treillis soudés et ronds lisses. $\eta= 1,6$ Aciers à haute adhérence.

Tableau.3.2

**c- Diagramme contrainte déformation :**

Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

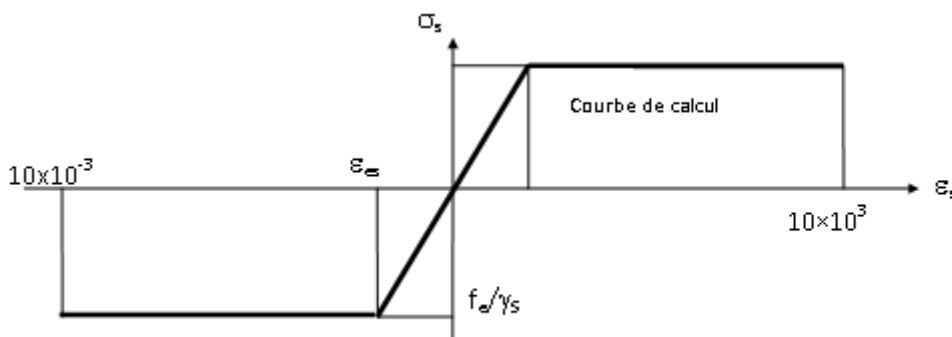


Fig.3.1. diagramme contraintes déformations

### 3.2.2 - Les aciers actifs :

Les armatures actives sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont sous tension même sans aucune sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories : barre, fils, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante

$$P_0 = (0.85f_{prg} - 0.95f_{peg}) \text{ Selon les règles de BPEL}$$

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

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

#### a- les Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5mm, 7mm ou 8mm.

#### b- les Barres :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leur longueur maximale est de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier. Les diamètres les plus courants sont 26mm, 32mm et 36mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

#### c- les Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite). Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)

Un câble est un groupement de fils torsadés. On identifie un câble par la lettre T, pour les câbles constitués de torons par exemple : 27T13 désigne un câble de 27 torons de diamètre 13mm.

**d- Caractéristiques mécaniques :**

- Résistance : la résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne  $F_{prj}$ . Les valeurs actuelles oscillent entre 1570 et 1770 MPA pour les fils, 1030 à 1230 MPA pour les barres et 1770 à 1960 MPA pour les torons.

- La limite élastique : la limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

- Module de Young : le module d'élasticité longitudinale  $E_p$  des aciers de précontraintes est égal à :

{	200 000 MPA	pour les fils et les barres.
	190000 MPA	pour les torons.

Pour notre ouvrage la précontrainte utilisé est la post-tension et les câbles utilisés sont de type 12T15.

**● Caractéristiques géométriques:**

- Nombre de torons par câble : 12
- Section nominale de l'acier :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$ .
- diamètre de la gaine:  $\varnothing = 88 \text{ mm}$

**● Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$ .
- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1660 \text{ MPA}$ .
- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$ .
- Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
- Le module de d'élasticité longitudinal ( $E_p$ ) pour les torons 190000 MPA

## - Introduction

L'utilisation des poutres préfabriquées en béton précontraint est devenue très fréquente car la préfabrication des poutres présente de nombreux avantages; cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet notre pont est constitué de deux travées identiques d'une longueur de 33,4m chacune ; ce qui justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés à l'ouvrage.

Dans ce chapitre on s'intéressera aux éléments porteurs du tablier (poutres, dalle, entretoises) ainsi qu'aux équipements de tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité et garde-corps).

### 4.1- dimensionnement des éléments du tablier :

#### - les poutres :

La section de la poutre en béton précontraint est constante en partie courante, mais un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement indispensables pour s'adapter au différent effort que subit la poutre. D'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant, d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontraintes.

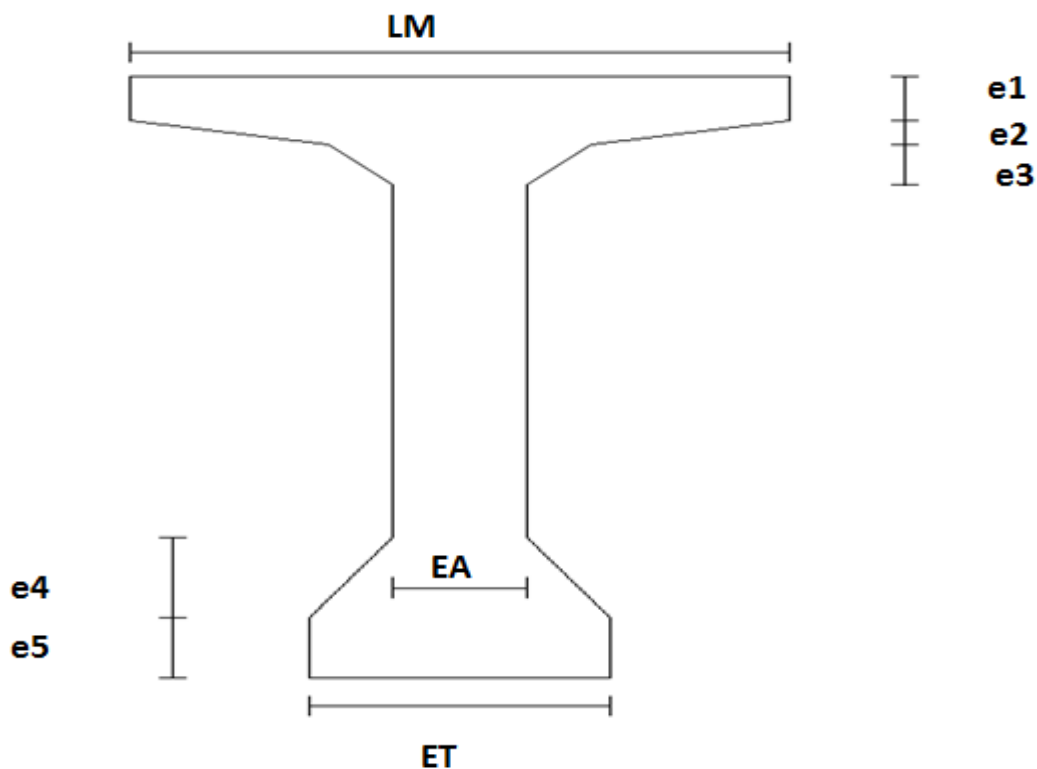


Fig.4.1. Schéma de la poutre

**- Dimensionnement de la poutre :****- Entre axes des poutres :**

Nous avons choisi l'emploi de poutres en section I car elle présente de bonnes caractéristiques. La largeur de la table de compression est supérieure à celle du talon, ce qui nous donne un espacement entre axes de poutres compris entre 1,5 et 2,5m.

Donc on prend un entre axe de 1.67m.

**- Nombre de poutres : N**

Il est déterminé par la formule suivante :  $N = \frac{\text{largeur du pont}}{\text{entre axe}}$  avec :

La largeur du tablier  $L=16.6\text{m}$

Entre axe : 1.67m

Donc  $N=10$  poutres.

**- Hauteur totale (poutre + dalle) Ht :**

$L/Ht=16a24 \Rightarrow Ht=1.39 \text{ à } 2.08\text{m}$

On prend  $HT=1.75\text{m}$ .

**- Le hourdis :**

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui maintient les poutres et sert de couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement.

**● Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre ouvrage elle est égale à : 16.6m.

**● L'épaisseur de la dalle :**

La dalle doit reprendre aux efforts de flexion transversale ; l'épaisseur de la dalle est comprise entre  $18\text{cm} \leq ED \leq 25\text{cm}$  on prend  $ED=25\text{cm}$

**- Hauteur de la poutre : h**

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car il influence directement sur le comportement du tablier pendant le service surtout en présence du vent.

La réduction de la hauteur des poutres conduit à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte.

Donc  $h=H_t-ED=1.75-0.25=1.5\text{m}$      $h=1.5\text{m}$

- Table de compression :

- Largeur de la table de compression :

$LM \geq 0.6H$  on prend  $LM=1.03\text{m}$

- Epaisseur de la table de compression :

$e_1 \geq 10\text{cm} \Rightarrow e_1=11\text{cm}$ .

- l'âme :

- Epaisseur de l'âme en travée : EA

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par prescription réglementaires ;

on fixe  $EA=21\text{cm}$

- Epaisseur de l'âme à l'about d'appui : EA

On augmente cette épaisseur pour faire face à la concentration des efforts tranchants dans la zone d'about et aussi pour permettre l'encrage des câbles de précontrainte.

On fixe  $EA=47\text{ cm}$

- Talons :

Le talon des poutres constituant la fibre inférieure de la structure, est dimensionné dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement, pour permettre le bon encrage des câbles de précontrainte.

- Epaisseur du talon :

$40\text{cm} \leq ET \leq 90\text{cm}$     on prend  $ET=47\text{cm}$

- Hauteur du talon :

Entre 10cm et 20cm on le prend 15cm ;  $e_5=15\text{cm}$

- Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et déplacer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :

$45^\circ < \alpha < 60^\circ$ .

- Gousset du talon:

En travée :

$\alpha = 57^\circ$ ,  $e_4 = 20\text{cm}$

A l'appui

Il n'y a pas de gousset

- Gousset de la table de compression:

En travée :

$\alpha = 45^\circ$  les dimensions du gousset est  $0.1 \times 0.1\text{m}$

A l'appui

$\alpha = 45^\circ$  les dimensions du gousset est  $0.1 \times 0.1\text{m}$

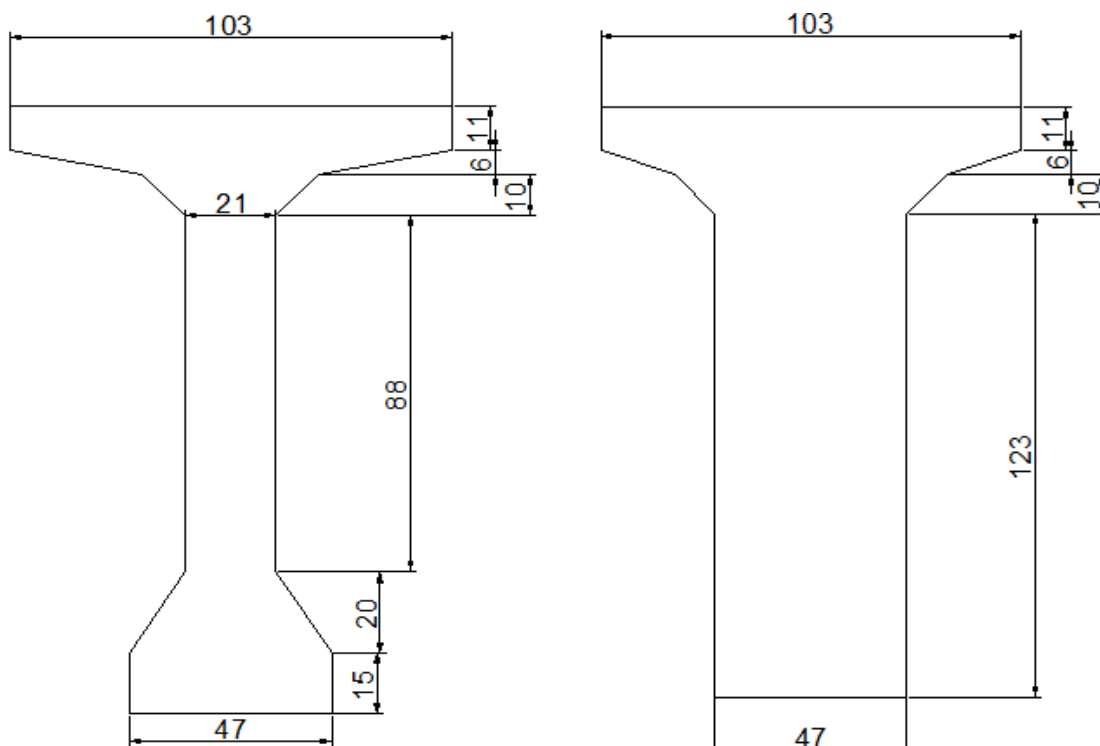


Fig.4.2. schéma de la poutre

#### 4.2- les équipements du tablier :

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont l'un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

#### 4.2.1- la couche d'étanchéité :

Pour protéger les armatures vis-à-vis de la corrosion, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toute la dalle de couverture en béton des ponts.

Nous avons optés pour une couche de 0.01m (1cm).

#### 4.2.2- la couche de roulement :

La couche de roulement sur un ouvrage d'Art doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes pour la sécurité des usagers.

On a choisis une couche de 0.07m (7cm) en béton bitumineux.

#### 4.2.3- trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant des véhicules, généralement par simple surélévation de 16 à 20cm. La largeur des trottoirs est de 1,50 m pour chaque côté et une surélévation de 20cm.

Le pont comporte aussi un TPC de 2m et une surélévation de 20cm.

#### 4.2.4- Assainissement :

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

#### 4.2.5- Joints de chaussée :

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

#### 4.2.6- les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique, situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage.

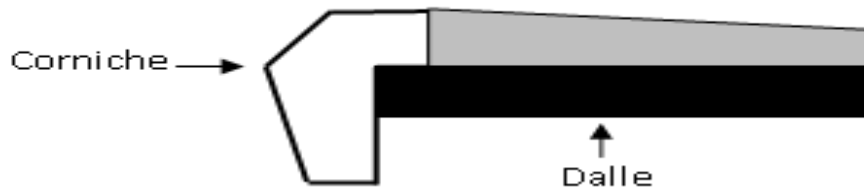
En plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

On distingue trois catégories de corniche :

- Les corniches en béton coulé sur place.

- Les corniches en béton préfabriquées.
- Les corniches métalliques.

En Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué, donc notre choix c'est porté sur ce type de corniche.



**Fig4.3. coupe transversale de la corniche**

#### 4.2.7- les Garde-corps :

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique surtout dans les milieux urbains.

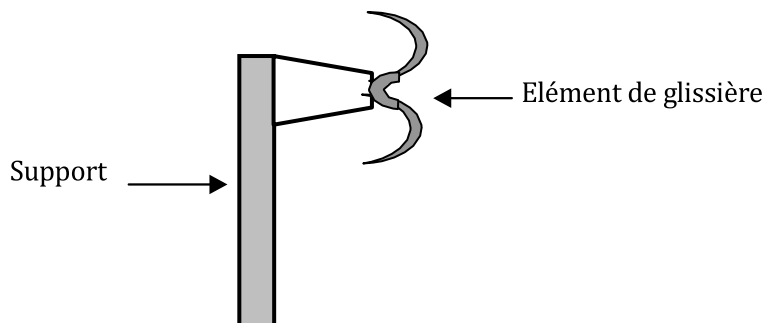
Les garde-corps sont souvent dessinés et conçus par l'architecte associé à l'élaboration du projet, leur conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61 titre II.

La hauteur des garde-corps est de 1.10m.

#### 4.2.8- les glissières de sécurité :

Elles sont relativement esthétiques et résistantes, leur efficacité est limitée aux seuls véhicules légers.

Elle comporte un élément de glissement, des dispositifs d'encastrement et des supports espacés de 4m, et fixés au tablier.



**Fig.4.4. glissière de sécurité**

### 4.3- détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

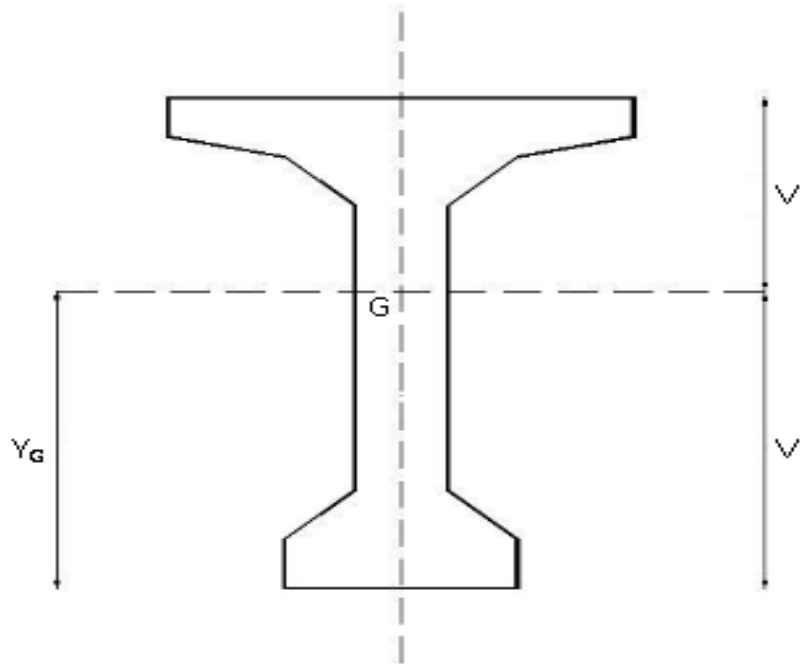


Fig.4.5. coupe transversale de la poutre

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

$I/\Delta$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe  $\Delta$

$S/\Delta$  : Moment statique

$V = S/\Delta / B$  : distance du centre de gravité de la fibre inférieure

$I_0$  : Moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section triangulaire  $I_0 = bh^3/36$

Pour une section rectangulaire  $I_0 = bh^3/12$

$I_G$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$I_G = \sum (I_{i0} + B_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$A_i$  : aire de la section (i)

$Y_i$  : position du C.D.G. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (C.D.G.) de la poutre est donnée par :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$B$  : c'est la section de la poutre

$$B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$$

$$S/\Delta \text{ (nette)} = S/\Delta \text{ (brute)} - 5\% S/\Delta \text{ (brute)}$$

$$I/\Delta \text{ (nette)} = I/\Delta \text{ (brute)} - 10\% I/\Delta \text{ (brute)}$$

#### 4.3.1- Caractéristique géométrique de la poutre seule à l'about:

Désignation	Dimension (cm)		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ = B.Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ = I <sub>0</sub> + B.Z <sup>2</sup>
	b	h					
<b>1*1</b>	47	133	6251	66,5	415691,5	9214494,917	36857979,67
<b>2*1</b>	67	6	402	136	54672	1206	7436598
<b>3*1</b>	103	11	1133	144,5	163718,5	11424,417	23668747,67
<b>4*2</b>	10	10	100	129,67	12967	555,556	1681986,446
<b>5*2</b>	18	6	108	137	14796	216	2027268
<b>B brute</b>			7994				
<b>B nette</b>			7791,9				
<b>S/Δ<sub>brute</sub></b>					661845		
<b>S/Δ<sub>nette</sub></b>					628752,75		
<b>I/Δ brute</b>							71672579,78
<b>I/Δ<sub>nette</sub></b>							64505321,80

**Tableau.4.1**

- $V' = (S/\Delta) / B = 82.79$
- $V = h - V' = 67.21 \text{ cm}$
- $IG = (I/\Delta) - (S/\Delta) \times V'$
- $IG = 16911872,29 \text{ cm}^4$
- Le rendement géométrique  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$  et donc :

$$\rho = 0,3881 = 38.81\%$$

## 4.3.2- caractéristique géométrique de la poutre avec hourdis à l'about :

Désignation	Dimension (cm)		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ = B.Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B.Z <sup>2</sup>
	b	h					
<b>Section poutre</b>			7994	82,79	661823.26		71672579,78
<b>Section hourdis</b>	167	25	4175	162,5	678437,5	217447,917	110463541,7
<b>B brute</b>			12169				
<b>B nette</b>			11560,55				
<b>S/Δ<sub>brute</sub></b>					1340282,5		
<b>S/Δ<sub>nette</sub></b>					1273268,375		
<b>I/Δ<sub>brute</sub></b>							182136121,4
<b>I/Δ<sub>nette</sub></b>							163922509,3

Tableau.4.2

- $V' = (S/\Delta) / B = 110,139\text{cm}$
- $V = h - V' = 64,861\text{cm}$
- $IG = (I/\Delta) - (S/\Delta) \times V'$
- $IG = 34518636,05\text{cm}^4$
- Le rendement géométrique  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$  et donc :

$$\rho = 0,4179 = 41.79\%$$

## 4.3.3- caractéristique de la poutre seule à mi travée :

Désignation	Dimension (cm)		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ = B.Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B.Z <sup>2</sup>
	b	h					
1*1	47	15	705	7,5	5287,5	13218,75	52875
2*2	13	20	260	21,67	5634,2	5777,778	127870,892
3*1	21	118	2478	74	183372	2875306	16444834
4*1	41	6	246	136	33456	738	4550754
5*1	103	11	1133	144,5	163718,5	11424,417	23668747,67
6*2	31	6	186	136	25296	372	3440628
7*2	10	10	100	129,67	12967	555,556	1681986,446
<b>B brute</b>			<b>5108</b>				
<b>B nette</b>			<b>4852,6</b>				
<b>S/Δbrute</b>					<b>429731,2</b>		
<b>S/Δnette</b>					<b>408244,64</b>		
<b>I/Δ brute</b>							<b>49967696</b>
<b>I/Δnette</b>							<b>44970926,4</b>

Tableau.4.3

- $V' = (S/\Delta) / B = 84,129\text{cm}$
- $V = h - V' = 65,871\text{cm}$
- $IG = (I/\Delta) - (S/\Delta) \times V'$
- $IG = 13814817,33\text{cm}^4$
- Le rendement géométrique  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$  et donc :

$$\rho = 0,5137 = 51.37\%$$

## 4.3.4- caractéristique de la poutre avec hourdis à mi- travée:

Désignation	Dimension (cm)		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ = B.Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B.Z <sup>2</sup>
	b	h					
<b>Section poutre</b>			5108	84,129	429731,2		49967696
<b>Section hourdis</b>	195	25	4875	157,5	767812,5	253906,25	121184375
<b>B brute</b>			9983				
<b>B nette</b>			9483,85				
<b>S/Δ<sub>brute</sub></b>					1197543,7		
<b>S/Δ<sub>nette</sub></b>					1137666,515		
<b>I/Δ brute</b>							171152071
<b>I/Δ<sub>nette</sub></b>							154036863,9

Tableau.4.4

- $V' = (S/\Delta) / B = 119,959\text{cm}$
- $V = h - V' = 55,042\text{cm}$
- $IG = (I/\Delta) - (S/\Delta) \times V'$
- $IG = 27496765,64\text{cm}^4$
- Le rendement géométrique  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$  et donc :

$$\rho = 0,4391 = 43.91\%$$

## - Introduction :

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. Pour réduire les effets de ses charges, il faut connaître leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ses charges.

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que l'ouvrage doit supporter, Les charges appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

## 5.1-Les types de charges :

### 5.1.1- Les charges permanentes

Les charges permanentes sont :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, entretoises, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

### 5.1.2- Charges et actions variables

Les charges variables comprennent :

- Les charges d'exploitation :
- Les charges appliquées au cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc....).
- Les actions variables sont les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II); ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage.

- Les actions naturelles : neige, vent, température climatique ou d'exploitation.

### 5.1.3- Les actions accidentelles

Les actions accidentelles sont les actions provenant de phénomènes rares et ont une faible durée d'application. Ces actions comprennent :

- les séismes
- les cyclones tropicaux
- les explosions
- les chocs de véhicules / bateaux

## 5.2- Calcul des charges et surcharges

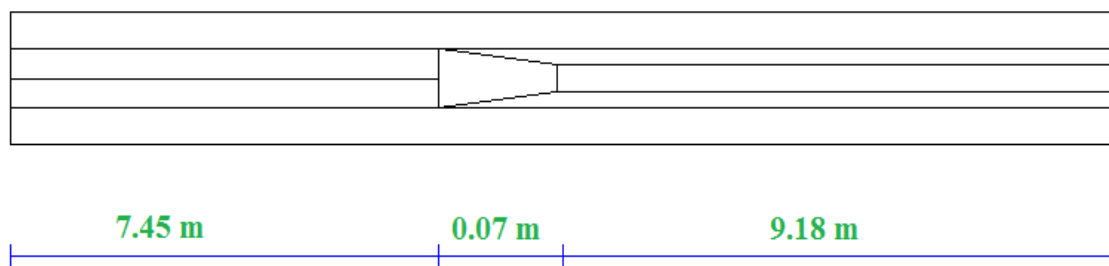
### 5.2.1- Charges permanentes et complément de charges permanentes :

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

#### 5.2.1.1- calcul des charges permanentes CP :

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage.

#### -Poids propre de la poutre :



**Fig.5.1.variation de la section**

$$P_{\text{POUTRE}}=2 \times (P_1+P_2+P_3), \text{ avec}$$

$$P=S \times L \times \rho$$

P : le poids

S : la section

$\rho$  : la densité de béton 2.5 t /m<sup>3</sup>

L : la longueur de section.

$$P_1=0.7994 \times 7.45 \times 2.5 \rightarrow P_1=14.89 \text{ t}$$

$$P_2=0.6551 \times 0.07 \times 2.5 \rightarrow P_2=0.115 \text{ t}$$

$$P_3=0.5108 \times 9.18 \times 2.5 \rightarrow P_3=11.73 \text{ t}$$

$$P_{\text{POUTRE}}=53.47 \text{ t}$$

Poids propre d'une poutre par mètre linéaire est  $53.566/33.4= 1.601 \text{ t/ml}$

Poids des poutres :  $1.601 \times 10=16.01 \text{ t/ml}$

Charges (t /ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
<b>Poutre seul</b>	1.601	1.601
<b>Dalle</b>	0,843	1.043
<b>Somme</b>	2.444	2.644

Tableau.5.1

### 5.2.1.2-Calcul des compléments de charges permanentes CCP :

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

- Le hourdis (dalle)
- Le revêtement.
- La chape.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les gardes corps.
- Les glissières de sécurité.

#### 1- Poids du hourdis :

Poids total du hourdis est :  $16.6 \times 0,25 \times 2,5 = 10.375$  t/ml

- Poutre de rive:  $2,5 \times 1,35 \times 0,25 = 0,843$  t/ml.
- Poutre intermédiaire:  $2,5 \times 1.67 \times 0,25 = 1.043$  t/ml.

#### 2- Poids du revêtement :

Couche de roulement=7 cm

Poids total du revêtement :  $p = 2,2 \times 0,07 \times 11 = 1.694$  t/ml.

- Poutre de rive:  $2,2 \times 0,07 \times 1.35 = 0.207$  t/ml.
- Poutre intermédiaire :  $2,2 \times 0,07 \times 1.67 = 0.257$  t/ml.

#### 3- poids de la chape :

On a une couche de chape de 1cm alors :

$P = 0.01 \times 2.2 \times 11 = 0.242$  t/ml

#### 4- Poids propre du Trottoir:

Poids des trottoirs de rive :

$P = 1.5 \times 0.2 \times 2.5 \times 2 = 1.5$  t /ml

Poids de TPC :

$$P=2 \times 0,2 \times 2,5=1 \text{ t/ml}$$

#### 5- Poids du garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé à 0,1 t/m ; donc :  $P=0,2 \text{ t/ml}$

#### 6- Poids des corniches :

On a  $S=0,16 \text{ m}^2$  et  $p=S \times 2,5 \times 2$

$$P=0,16 \times 2,5 \times 2=0,8 \text{ t/ml}$$

#### 7- poids des glissières de sécurité :

$$P=0,06 \text{ t/ml}$$

$$P (2 \text{ gardes corps})=0,12 \text{ t/ml}$$

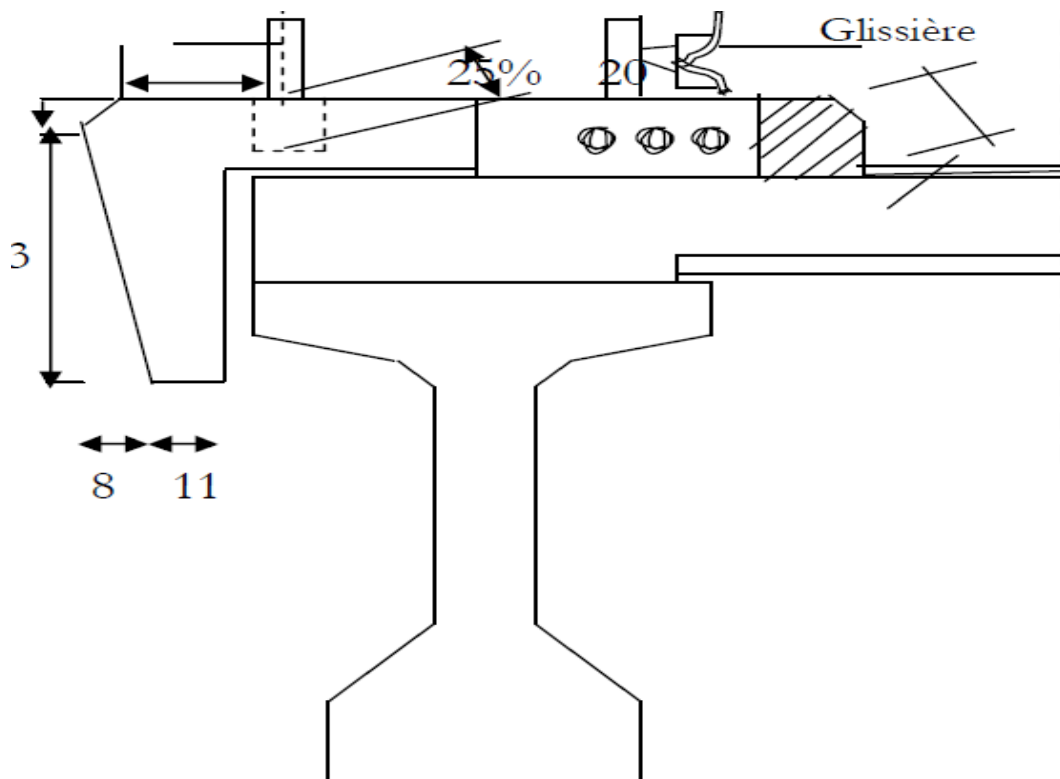


Fig.5.2.shema de la pouter avec les charges CCP

**8- Poids totale du tablier :**

- Par mètre linéaire :

$$GT = (1.601 \times 10) + 10.375 + 1.694 + 0.242 + 1.5 + 1 + 0.2 + 0.8 + 0.12 = 31.94 \text{ t/ml}$$

- En tonne :  $GT = 31.94 \times 66.8 = 2133.59 \text{ t}$

**Tableau de charges de la superstructure**

Les superstructures	Les charges t /ml
Le revêtement	1.694
La chape	0.242
les trottoirs	2.5
Les corniches	0.8
Les gardes corps	0.2
Les glissières de sécurité	0.12
La somme	5.556

Tableau.5.2

**Tableau de CP et CPP pour chaque poutre**

Charges (t /ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
CP	2.444	2.644
CPP	5.556	5.556
somme	8.00	8.20

Tableau.5.3

**5.2.2-Surcharges d'exploitation:**

Les règlements des charges sur les ponts font partie de l'ancienne génération. Ils sont Regroupés dans le Fascicule 61 titre I, II, III du cahier de prescriptions commune (CPC).

- Le titre I : relatif aux ponts ferroviaires.
- Le titre II : relatif au pont routes.
- Le titre III : relatif au pont canaux.

Pour notre cas, le pont étudié est un pont route, donc les charges appliquées dans ce projet Sont conformément aux CPC, Fascicule 61, titre II. Ce texte définit essentiellement:

- les charges routières normales.
- les charges routières à caractère particulier.
- les charges sur trottoir.
- les charges dues au vent et au séisme.
- les charges sur remblai.

### 1- les charges routières normales :

Comprend deux systèmes différents ; le système A et système B.

#### - Classe de pont :

Le pont supporte une chaussée de largeur rouable égale à 11m et il est destiné à franchir une autoroute. Le pont est un passage supérieur.

La classe	La largeur rouable
1 <sup>ère</sup> classe	$L_r \geq 7m$
2 <sup>ème</sup> classe	$5,50 m < L_r < 7 m$
3 <sup>ème</sup> classe	$L_r < 5,50 m$

**Tableau.5.4**

Notre ouvrage est un (Pont route), d'une largeur rouable de 11m donc il est rangé en 1<sup>ère</sup> classe.

#### - Largeur rouable et la largeur chargeable :

La largeur chargeable est la largeur rouable en élevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité lorsque il existe sinon :  $LR = LC$  (fascicule 61, art 2.1)

Dans notre cas on a  $LC = LR$

Donc  $LR = LC = 11m$ , le pont est séparé par un TPC ce qui nous donne deux chaussées de 5.5m de largeur.

#### - Nombre de voie :

$5m \leq L_c \leq 6m$  on a deux voies de circulation pour chaque côté.

$N = LC / 2.75 = (5.5 / 2.75) = 2$  voies.

La chaussée est composée de 02 voies de 2,75 m chaque une.

#### 1.1- Système de charge A :

Notre pont est de portée moins de 100m donc la chaussée supporte une charge uniforme dont

L'intensité est A (L)

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

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

L : la longueur chargée  $L = 33.4 - (2 \times 0,5) = 32.4m$

$$A(L) = 1040.81 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L)=1.040 \text{ t/m}^2$$

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

### Tableau du coefficient de dégressivité

Nombre de voies chargées					
Classe du pont	1	2	3	4	5
1 <sup>re</sup> classe	1	1	0.9	0.75	0.75
2 <sup>eme</sup> classe	1	0.9	-	-	-
3 <sup>eme</sup> classe	0.9	0.8	-	-	-

Tableau.5.5

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \text{ avec}$$

$$v_0: 3.5 \text{ m}$$

$$v = \frac{5.5}{2} = 2.75 \text{ m} \text{ alors } a_2 = \frac{3.5}{2.75} = 1.27$$

### Tableau de charge A(l) par voie

nombre de voies	A(L) t/m <sup>2</sup>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub> × a <sub>2</sub> × A(l)	Largeur de voie	A(l) t/ml
1	1.040	1	1.27	1.32	2.75	3.63
2	1.040	1	1.27	1.32	5.5	7.26
3	1.040	0.9	1.27	1.19	8.25	9.82
4	1.040	0.75	1.27	0.99	11	10.89

Tableau.5.6

### 1.2- système de charge B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes qui sont représentés ci-dessous:

- Sous système B c: se compose de camions types (30T).
- Sous système B t: se compose d'une roue isolée.
- Sous système B r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### a- Sous système Bc

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

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

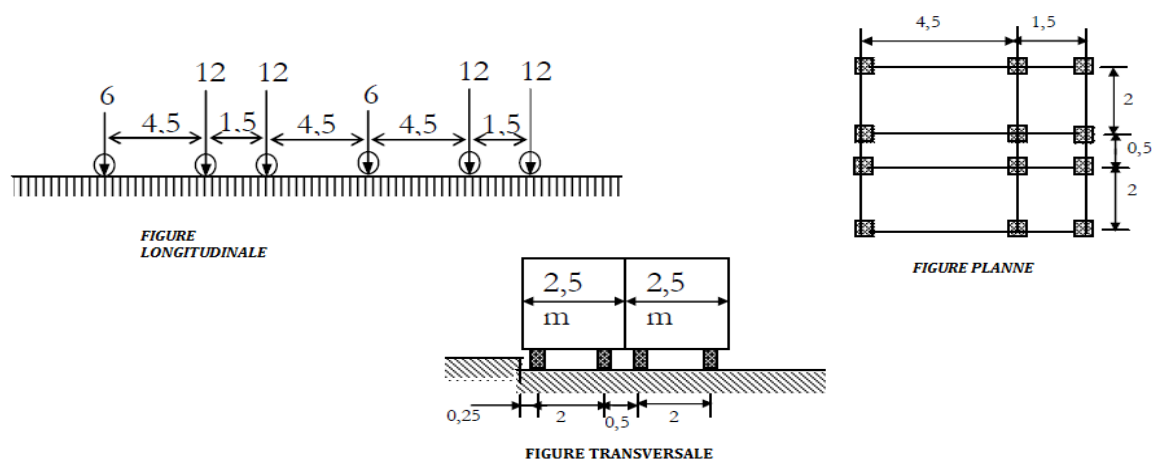
En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné dans le tableau suivant.

**Tableau du coefficient  $b_c$**

Classe de pont	Nombre de fils considérer				
	1	2	3	4	5
1ere	1.2	1.1	0.95	0.8	0.75
2eme	1	1	//	//	//
3eme	1	0.8	//	//	//

**Tableau.5.7**

Les caractéristiques et dimension du camion type Bc



**Fig.5.3. schéma du système Bc**

-Chaque camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc Un essieu avant de 6t.

-Deux essieux arrières de 12t chacun.

-La disposition longitudinale et transversale ce sont selon CPC.

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} \quad \text{avec :}$$

L : la longueur de l'élément, L=32.4m

S : Charge B maximale qu'on peut placer sur le pont multipliée par bc

S : surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

G : poids total de l'ouvrage (de la travée considérée), G=1066.79t

**- Pour une voie chargée :**

$$bc = 1.2$$

$$s = 2 \times 30 \times 1.2 = 72t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{72}}$$

$$\delta = 1.0634$$

**- pour deux voies chargées :**

$$bc = 1.1$$

$$S = 4 \times 30 \times 1.1 = 132t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{132}}$$

$$\delta = 1.0715$$

**- pour trois travées chargées :**

$$Bc = 0.95$$

$$S = 6 \times 30 \times 0.95 = 171t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{171}}$$

$$\delta = 1.0766$$

**- pour quatre voies chargées :**

$$bc = 0.8$$

$$S = 8 \times 30 \times 0.8 = 192t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{192}}$$

$$\delta = 1.079$$

### Tableau de charges par essieu et par voie

Nombre de voies chargées	bc	$\delta$	Charge par essieux (t)		
1	1.2	1.0634	E. avant	$1 \times 1.2 \times 1.0634 \times 6$	7.66
			E. arrière	$1 \times 1.2 \times 1.0634 \times 12$	15.31
2	1.1	1.0715	E. avant	$2 \times 1.1 \times 1.0715 \times 6$	14.14
			E. arrière	$2 \times 1.1 \times 1.0715 \times 12$	28.29
3	0.95	1.0766	E. avant	$3 \times 0.95 \times 1.0766 \times 6$	18.41
			E. arrière	$3 \times 0.95 \times 1.0766 \times 12$	36.82
4	0.8	1.0790	E. avant	$4 \times 0.8 \times 1.0790 \times 6$	20.72
			E. arrière	$4 \times 0.8 \times 1.0790 \times 12$	41.43

Tableau.5.8

#### b- Sous système B t

Un tandem du système bt comporte deux essieux, tous deux à roues simples munies de pneumatique et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Le système B t doit être multiplié par un coefficient bt qui est fonction de la classe du pont. Les valeurs du coefficient bt sont données par le tableau suivant :

#### Tableau du coefficient bt

La classe du pont	1ere classe	2eme classe
Le coefficient bt	1	0.9

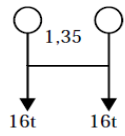


figure longitudinale

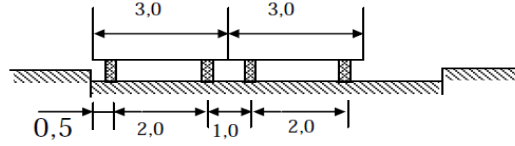


figure transversale

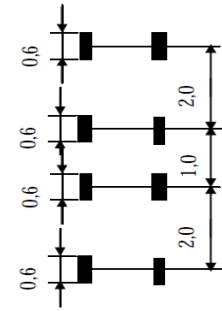


figure en plan

**Fig.5.4. Schéma du système Bt**

Masse totale de deux tandem est de 32t

$$L = 32.4\text{m}$$

$$G = 1066.79 \text{ t}$$

**- Pour un tandem :**

$$bt = 1$$

$$S = 32 \times 1 = 32\text{t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{32}}$$

$$\delta = 1.058$$

**- pour deux tandems :**

$$bt = 1$$

$$S = 2 \times 32 \times 1 = 64\text{t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{64}}$$

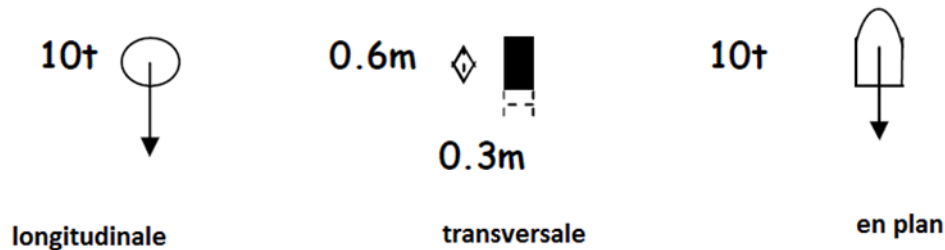
$$\delta = 1.062$$

Nombre de tandem	$\delta$	bt	Charges par essieu (t)	
<b>1</b>	1.058	1	$16 \times 1 \times 1.058 \times 1$	16.93
<b>2</b>	1.062	1	$16 \times 2 \times 1.062 \times 1$	33.98

**Tableau.5.10**

**c- Système Br :**

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6x0.3m, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

**Fig.5.5. schéma du système Br**

La charge de système Br est frappée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

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

$$L = 32.4 \text{ m}$$

$$G = 1066.79 \text{ t}$$

$$S = 10 \text{ t}$$

- Pour une file

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{10}} \quad \text{donc } \delta = 1.04$$

- pour deux files

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{20}} \quad \text{donc } \delta = 1.056$$

Nombre de files	S	$\delta$	Charge de la roue(t)
<b>Une file</b>	10	1.049	10.49
<b>Deux files</b>	20	1.056	21.12

**Tableau.5.11****1.3- Système de charge militaire Mc120 :**

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de couverture (dalle) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers.

Charge totale	1100kn
Longueur d'une chenille	6.1m
Largeur d'une chenille	1.0m
Distance d'axe en axe des deux chenilles	3.3m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

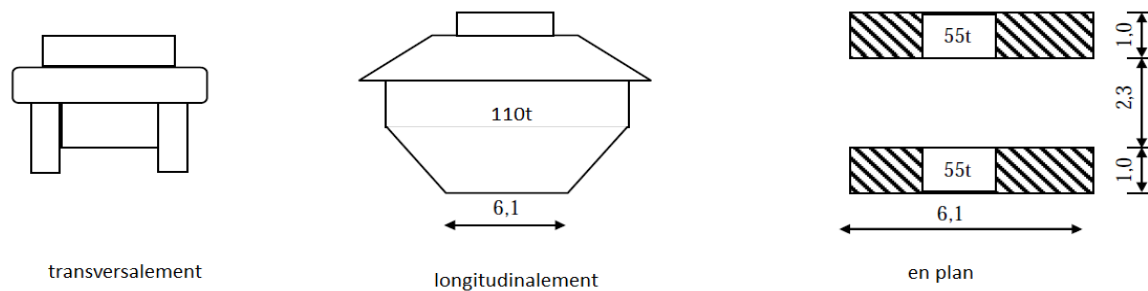


Fig.5.6. schéma du système Mc120

#### - pour une file chargée :

La masse totale est de 110t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{110}} = 1.069$$

#### - pour deux files chargées:

$$S = 2 \times 110 = 220t$$

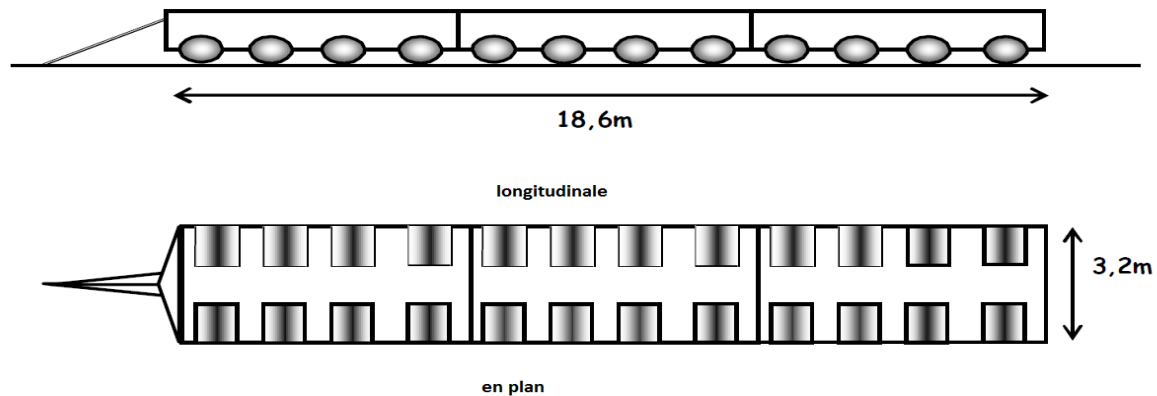
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.79}{220}} = 1.083$$

La charge  $p = 110 \times 1.069 = 117.59t$

La charge par ml est de  $117.59/6.1 = 19.28 \text{ t/ml}$ .

#### 1.4-Système de charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles type D sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B, et ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.



**Fig.5.7. schéma du système D240**

La charge totale est de 240t

La longueur est de 18.6m

La charge par ml est  $240/18.6=12.9$  t/ml

### 1.5- effort de freinage :

L'effort de freinage est applicable au système A (l) et est égale à :

$$H_F = F \times A(l)$$

$$S = L_c \times L \text{ avec}$$

$L_c$  : largeur de la voie

$L=33.4$ m (longueur chargée).

$$F = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S}$$

### Tableau de l'effort de freinage

Nombre de voies	A(l)	S (m <sup>2</sup> )	F	H <sub>F</sub>
1	3.63	91.85	0.049	0.178
2	7.26	183.7	0.048	0.348
3	9.82	275.55	0.047	0.461
4	10.89	367.4	0.046	0.5

**Tableau.5.12**

Pour le système Bc : Les efforts de freinage développés par Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, ni avec le coefficient  $b_c$  d'où  $H_F=30$  t.

**1.6- effet du vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée avec une force égale à 0.2 t/m<sup>2</sup>.

**1.7- Effet du séisme :**

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

- $F_{ah} = 0.1 \times G$  Dans le sens horizontale  $F_{ah} = 106.68 \text{ t}$
- $F_{av} = 0,07 \times G$  dans le sens verticale  $F_{av} = 74.67 \text{ t}$

**1.8- surcharge sur les trottoirs :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>

Largeur du trottoir est 1,50 m

Largeur du TPC est de 2m

- Pour un trottoir chargé :  
 $P = 1.5 \times 0.15 = 0.225 \text{ t/ml}$

- Pour deux trottoirs chargés :  
 $P = 2 \times 1.5 \times 0.15 = 0.45 \text{ t/ml}$

- Pour le TPC :  
 $P = 2 \times 0.15 = 0.3 \text{ t/ml}$

**1.9- effet de la température :**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

**5.3- combinaisons de charges :**

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou contaminante

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Système militaire Mc120	1.35	1.2
Convoi D240	1.35	1.2
Gradient thermique ( $\Delta T$ )	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur trottoirs St	1.6	1.2

**Tableau.5.13**

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit:

- G : les charges permanentes.
- $Q_r$  : charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.
- W : action du vent
- $\Delta T$  : gradient thermique.

#### Les combinaisons de charge

Action prépondérante	combinaison	Numéro de la combinaison
<b>ELU</b>	$1,35G + 1,6(A (l) + ST)$	<b>1</b>
	$1,35G + 1,6(BC + ST)$	<b>2</b>
	$1,35G + 1,35MC120$	<b>3</b>
	$1,35G + 1,35D240$	<b>4</b>
<b>ELS</b>	$G + 1,2(A (l) + ST)$	<b>5</b>
	$G + 1,2(BC + ST)$	<b>6</b>
	$G + 1,2MC120$	<b>7</b>
	$G + 1,2D240$	<b>8</b>
	$G + 1,2(A (l) + ST) + 0,5 T$	<b>9</b>
	$G + 1,2(BC + ST) + 0,5 \Delta T$	<b>10</b>
	$G + MC120 + 0,5 \Delta T$	<b>11</b>
	$G + D240 + 0,5 \Delta T$	<b>12</b>

**Tableau.5.14**

## 6.1-Evaluation des efforts dans la poutre

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

### 6.1.1- le calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes

On calcule les moments fléchissant et les efforts tranchant, on les calcule à partir des règles de la R.D.M classique.

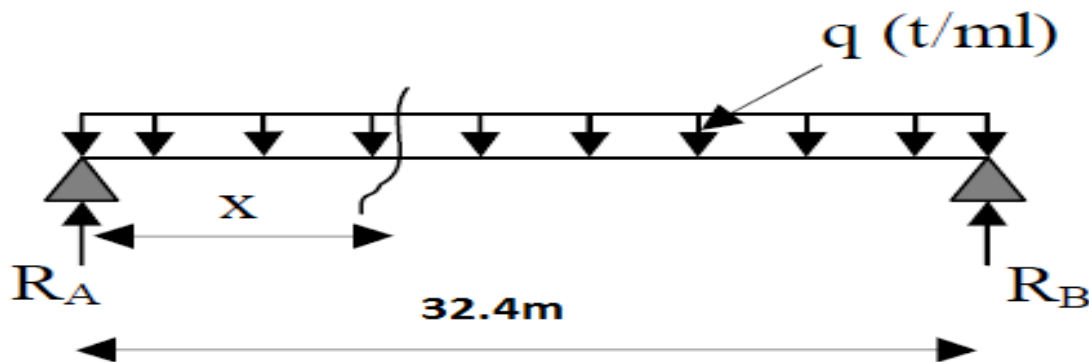


Fig.6.1. Répartition du poids propre sur la poutre

$$R_a = R_b = \frac{qL}{2}$$

$$M(x) = R_a x - \frac{qx^2}{2}$$

$$T(x) = R_a - qx$$

- Pour  $x=0$  :

$$M(x)=0$$

$$T(0)=R_a$$

- Pour  $x=L/4$  :

$$M (l/4)=3ql^2/32$$

$$T (l/4)=ql/4$$

- Pour  $x=L/2$  :

$$M (l/2)=ql^2/8$$

$$T(l/2)=0$$

- Poutre seul=1,601 t/ml
- Poids de la dalle sur la poutre de rive :  $q=0,843\text{t/ml}$
- Poids de la dalle sur la poutre intermédiaire :  $q=1.043\text{t/ml}$
- Poids de la superstructure sur la poutre de rive :  $q=5.556\text{t/ml}$
- Poids de la superstructure sur la poutre intermédiaire :  $q=5.556\text{t/ml}$

### 1- poutre seule :

$$Q=1.601 \text{ t/ml}$$

Section (x)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)	Réaction (t)
<b>X=0 ou L</b>	0	25.94	25.94
<b>X=L/4</b>	157.56	12.97	//
<b>X=L/2</b>	210.08	0	//

**Tableau.6.1**

### 2- la dalle :

- Poutre intermédiaire  $q=1.043 \text{ t/ml}$

Section (x)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)	Réaction (t)
<b>X=0 ou L</b>	0	16.89	16.89
<b>X=L/4</b>	102.65	8.45	//
<b>X=L/2</b>	110.62	0	//

**Tableau.6.2**

- poutre de rive  $q=0.843 \text{ t/ml}$

Section (x)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)	Réaction (t)
<b>X=0 ou L</b>	0	13.66	13.66
<b>X=L/4</b>	82.96	6.83	//
<b>X=L/2</b>	136.86	0	//

**Tableau.6.3**

### 3- la superstructure :

$$Q=5.556/10=0.5556 \text{ t/ml}$$

Section (x)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)	Réaction (t)
<b>X=0 ou L</b>	0	9.00	9.00
<b>X=L/4</b>	54.68	4.5	//
<b>X=L/2</b>	72.91	0	//

Tableau.6.4

### Tableau récapitulatif des M, T, R

désignation	section	M (t.m)	T (t)	R (t)
Poutre intermédiaire	X=0 ou l	0	51.83	51.83
	X=L/4	314.89	25.92	//
	X=L/2	393.61	0	//
Poutre de rive	X=0 ou l	0	48.6	48.6
	X=L/4	295.2	24.3	//
	X=L/2	419.85	0	//

Tableau.6.5

### 6.1.2-Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges :

#### 1- surcharge A(L) :

D' après les calculs RDM, on trouve :

- Pour  $x=0$  :

$$M(x)=0$$

$$T(0)=R_a$$

- Pour  $x=l/4$  :

$$M (l/4)=3ql^2/32$$

$$T (l/4)=ql/4$$

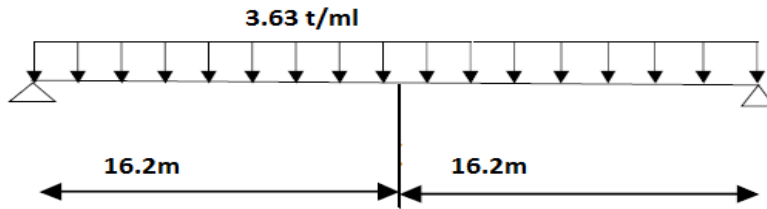
- Pour  $x=l/2$  :

$$M (l/2)=ql^2/8$$

$$T (l/2)=0$$

- pour une voie chargée :

$$A(l)=3.63 \text{ t/ml}, L=32.4\text{m}$$

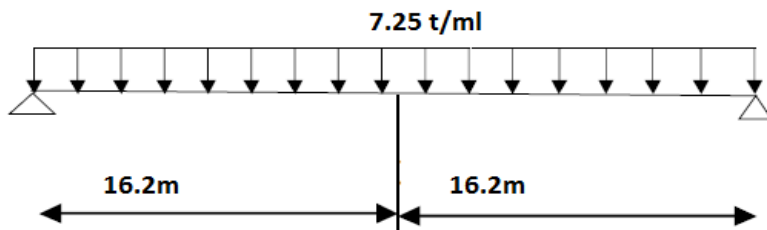


Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	58.80	58.80
X=L/4	357.25	29.4	//
X=L/2	476.32	0	//

Tableau.6.6

- pour deux voies chargées :

A(L)=7.26 t/ml, L=32.4m

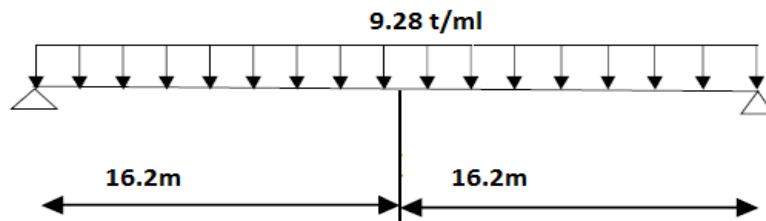


Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	117.61	117.61
X=L/4	714.5	58.80	
X=L/2	952.65	0	

Tableau.6.7

- pour trois voies chargées :

A(L)=9.82 t/ml, L=32.4m

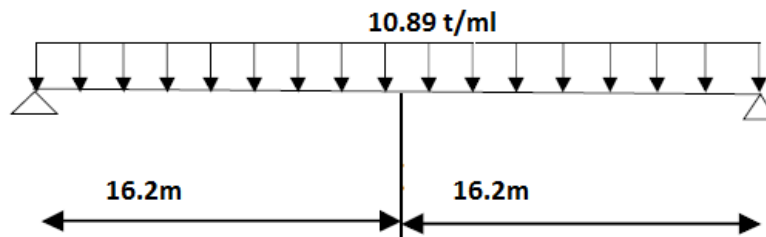


Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	159.08	159.08
X=L/4	966.43	79.54	//
X=L/2	1288.58	0	//

Tableau.6.8

- pour quatre voies chargées :

A(L)=10.89 t/ml, L=32.4m



Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	176.43	176.42
X=L/4	1071.75	88.21	//
X=L/2	1428.96	0	//

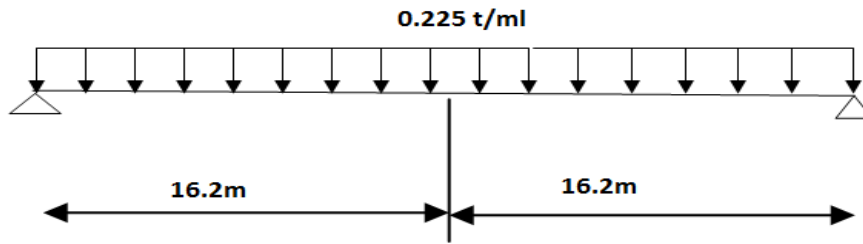
Tableau.6.9

**2- surcharges sur les trottoirs :**

La surcharge sur les trottoirs est de  $150\text{kg/m}^2=0.15\text{t/m}^2$

La largeur d'un trottoir est de 1.5m

- Un trottoir chargé :



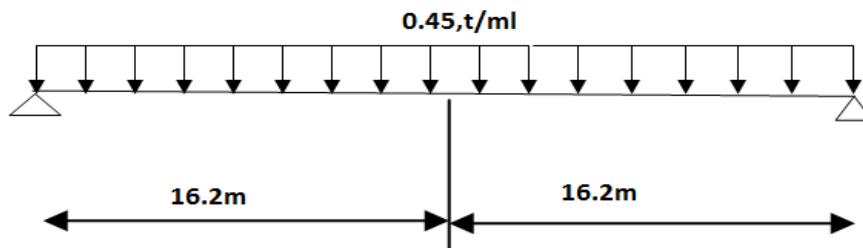
$$St = 1 \times 1.5 \times 0.15 = 0.225 \text{ t/ml}$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	3.65	3.65
X=L/4	22.14	1.82	//
X=L/2	29.52	0	//

Tableau.6.10

- deux trottoirs chargés :



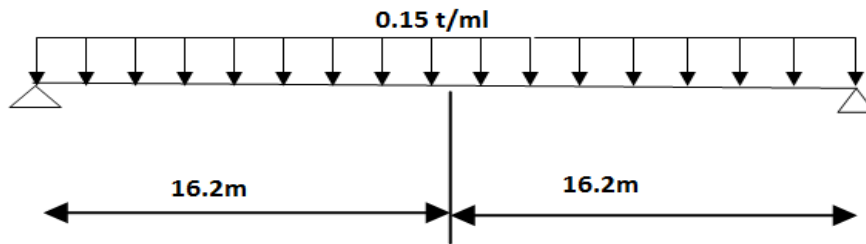
$$St = 2 \times 0.15 \times 1.5 = 0.45 \text{ t/ml}$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	7.29	7.29
X=L/4	44.29	3.64	//
X=L/2	59.05	0	//

Tableau.6.11

-la surcharge sur le TPC :



$$S_t = 1 \times 0.15 = 0.15 \text{ t/ml}$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
X=0 ou L	0	2.43	2.43
X=L/4	14.76	1.22	//
X=L/2	19.68	0	//

Tableau.6.12

### 3- Système B :

- Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

#### a-Système Bc :

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

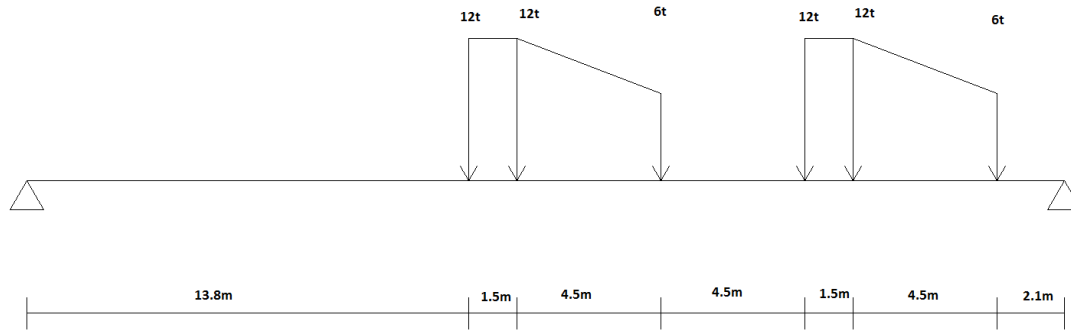
La résultante du convoi  $R = 60 \text{ t}$ .

On calcule le moment fléchissant pour :

$X=L/4$  et  $X=L/2$  qui est maximum.

#### - le moment fléchissant :

- Pour  $X=L/4$



$$R_a + R_b = 60t$$

$$\sum M/b = 32.4 \times R_a - 12 \times 18.6 - 12 \times 17.1 - 6 \times 12.6 - 12 \times 8.1 - 12 \times 6.6 - 6 \times 2.1 = 0$$

$$R_a = 21.39t \quad \text{et} \quad R_b = 38.61t$$

Donc

$$M = R_b \times 8.1 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 0 \quad M = 258.741 \text{ t.m}$$

**Tableau du moment fléchissant pour  $X=L/4$**

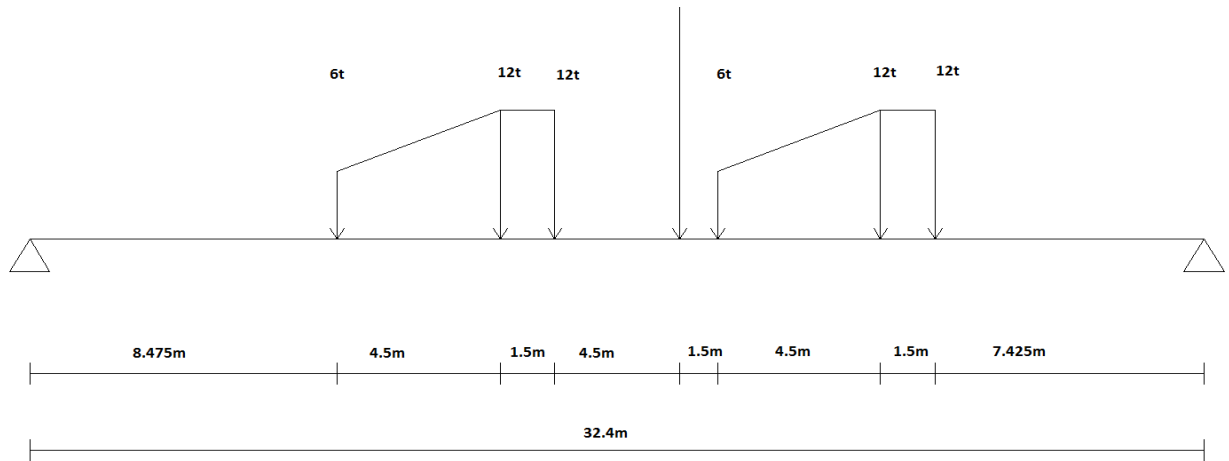
Nombre de voies chargées	bc	$\delta$	M (t.m)	M (t.m)	$M_0$ (t.m)
1 voie	1.2	1.0634	$258.741 \times 1.2 \times 1.0634 \times 1$	330.174215	33.017
2 voies	1.1	1.0715	$258.741 \times 1.1 \times 1.0715 \times 2$	609.930159	60.99
3voies	0.95	1.0766	$258.741 \times 0.95 \times 1.0766 \times 3$	793.897598	79.38
4 voies	0.8	1.079	$258.741 \times 0.8 \times 1.079 \times 3$	893.380925	89.33

**Tableau.6.13**

• Pour  $X=L/2$

Le moment est maximum au milieu de la poutre.

On utilise le théorème de barrée pour trouver la résultante.



$$X_g = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60}$$

**Xg=9.45m**

d=9.45-6=3.45m

a=d/2=1.725m

Ra+Rb=60t

$\sum M/a = 32.4R_b - 60(8.475 + 6 + 3.45) = 0$

Rb=33.19 t et Ra=26.81 t

$\sum M/\Delta = 0 \Rightarrow M = -12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 26.81 \times 14.475$

**Donc M=334.07 t.m**

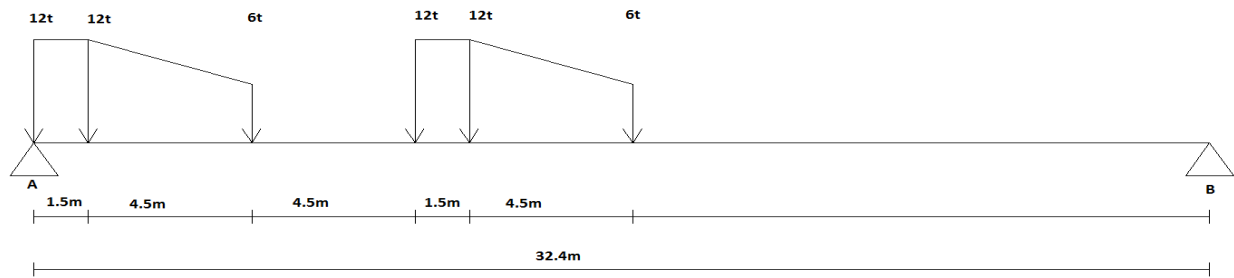
**Tableau du moment fléchissant pour X=L/2**

Nombre de voies chargées	bc	$\delta$	M max	M max (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
1 voie	1.2	1.0634	$334.07 \times 1.0634 \times 1.2 \times 1$	<b>426.3</b>	<b>42.3</b>
2 voies	1.1	1.0715	$334.07 \times 1.0715 \times 1.1 \times 2$	<b>787.5</b>	<b>78.75</b>
3voies	0.95	1.0766	$334.07 \times 1.0766 \times 0.95 \times 3$	<b>1025.03</b>	<b>102.503</b>
4 voies	0.8	1.079	$334.07 \times 1.079 \times 0.8 \times 4$	<b>1153.48</b>	<b>115.348</b>

**Tableau.6.14**

**- l'effort tranchant :**

- Pour X=0 et L



$$R_a + R_b = 60t$$

$$\sum M/a = 32.4R_b - 6 \times 16.5 - 12 \times 12 + 12 \times 10.5 + 12 \times 1.5 + 6 \times 6 = 0$$

$$R_b = 13.06 t \text{ et } R_a = 46.94 t$$

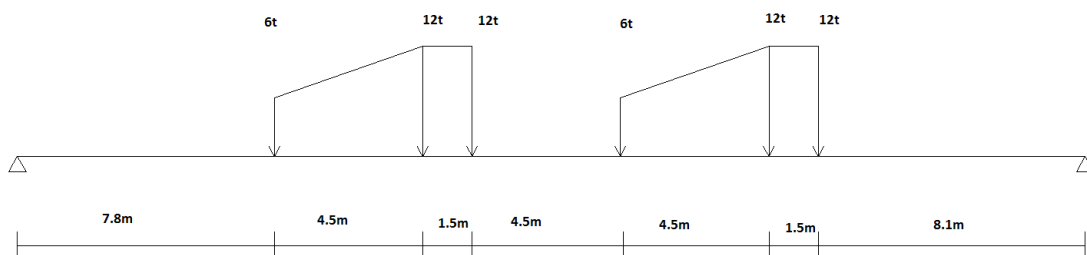
Donc **R=46.94 t.**

**Tableau de l'effort tranchant pour X=0et L**

Nombre de voies chargées	bc	$\delta$	T max	T max (t)	T <sub>0</sub> (t)
1 voie	1.2	1.0634	$46.94 \times 1.0634 \times 1.2 \times 1$	59.89	5.989
2 voies	1.1	1.0715	$46.94 \times 1.1 \times 1.0715 \times 2$	110.66	11.066
3voies	0.95	1.0766	$46.94 \times 0.95 \times 1.0766 \times 3$	144.03	14.403
4 voies	0.8	1.079	$46.94 \times 0.8 \times 1.079 \times 4$	162.07	16.207

**Tableau.6.15**

• Pour **X=L/4**



$$R_a + R_b = 60t$$

$$\sum M/b = 32.4R_a - 6 \times 24.6 - 12 \times 20.1 - 12 \times 18.6 - 6 \times 14.5 - 12 \times 9.6 - 12 \times 8.1 = 0$$

$$\text{Donc } R_a = 28.13t \text{ et } R_b = 31.87t$$

L'effort tranchant max est  $T=31.87t$

**Tableau de l'effort tranchant pour  $X=L/4$**

Nombre de voies chargées	bc	$\delta$	T max	T max (t)	$T_0$ (t)
1 voie	1.2	1.0634	$31.87 \times 1.2 \times 1.0634 \times 1$	40,6686696	4.06
2 voies	1.1	1.0715	$31.87 \times 1.1 \times 1.0715 \times 2$	75,127151	7.51
3voies	0.95	1.0766	$31.87 \times 0.95 \times 1.0766 \times 3$	97,7870397	9.77
4 voies	0.8	1.079	$31.87 \times 0.8 \times 1.079 \times 4$	110,040736	11.004

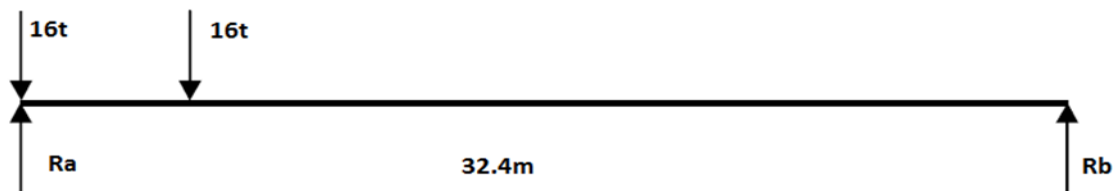
**Tableau.6.16**

**b- Système Bt :**

**- l'effort tranchant**

• Pour  $X=0$  et  $L$

-l'effort tranchant est max au droit des appuis



$$R_a + R_b = 32t$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow 32.4R_b - 16 \times 1.35 = 0$$

$$\text{Donc } R_a = 31.33t \text{ et } R_b = 0.66t$$

$$\text{Alors } T = 31.33t$$

**Tableau de l'effort tranchant pour  $X=0$  et  $L$**

Nombre de tandems	bt	$\delta$	T max	T max (t)	$T_0$ (t)
1 tandem	1	1.058	$31.33 \times 1.058 \times 1 \times 1$	33.15	3.315
2 tandems	1	1.062	$31.33 \times 1.062 \times 1 \times 2$	66.54	6.654

**Tableau.6.17**

• Pour  $X=L/4$

$$R_a + R_b = 32t$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow 32.4 \times R_b - 16 \times 24.3 - 16 \times 22.95 = 0$$

$$R_b = 23.33t \text{ et } R_a = 8.67t$$

$$\text{Donc } T = 23.33t$$

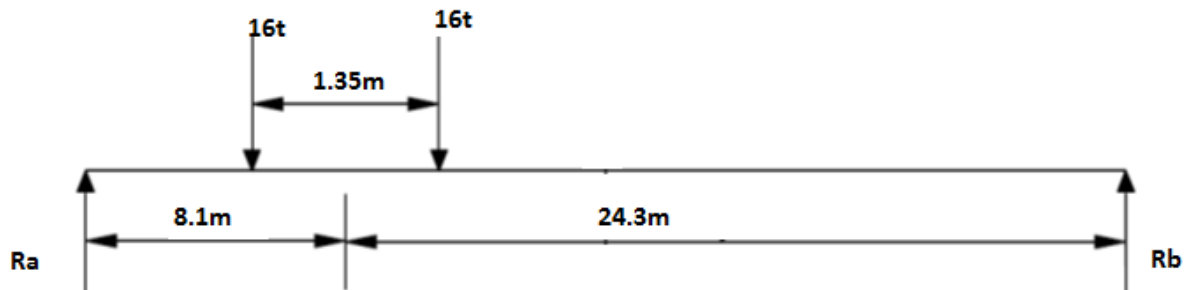
**Tableau de l'effort tranchant pour  $X=L/4$**

Nombre de tandems	bt	$\delta$	T max	T max (t)	$T_0$ (t)
1 tandem	1	1.058	$23.33 \times 1.058 \times 1 \times 1$	24.68	2.468
2 tandems	1	1.062	$23.33 \times 1.062 \times 1 \times 2$	49.55	4.955

**Tableau.6.18**

- le moment fléchissant

• Pour  $X=L/4$



$$R_a + R_b = 32t$$

$$\sum M/a = 32.4R_b - 32 \times 8.1 = 0$$

$$R_b = 8t \text{ et } R_a = 24t$$

$$M = R_a \times L/4 = 24 \times 8.1$$

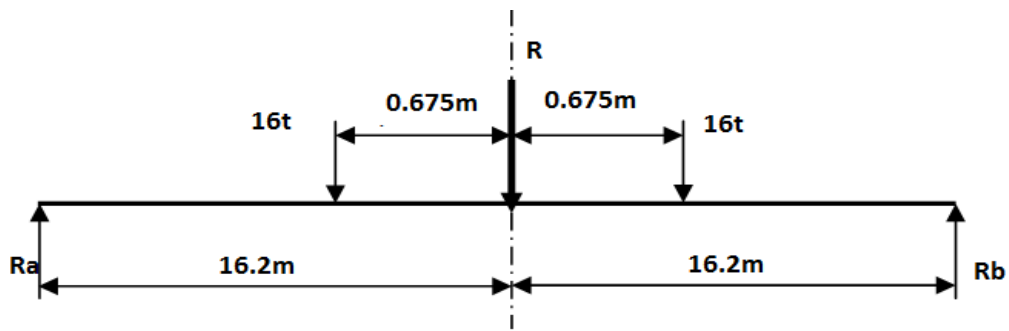
$$M = 194.4 \text{ t.m}$$

**Tableau du moment fléchissant pour  $X=L/4$**

Nombre de tandems	bt	$\delta$	M max	M max (t)	$M_0$ (t)
1 tandem	1	1.058	$194.4 \times 1.058 \times 1 \times 1$	205.68	20.568
2 tandems	1	1.062	$194.4 \times 1.062 \times 1 \times 2$	411.35	41.135

**Tableau.6.19**

- Pour  $X=L/2$



$$R_a = R_b = 16t$$

$$\sum M/\Delta = 0 \Rightarrow M = 16 \times 16.2 - 16 \times 0.675$$

$$M = 248.4 \text{ t.m}$$

**Tableau du moment fléchissant pour  $X=L/2$**

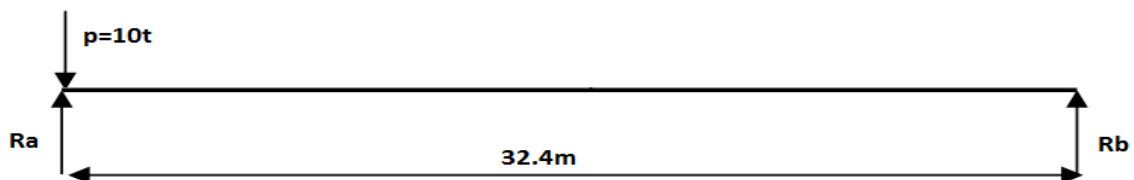
Nombre de tandems	bt	$\delta$	M max	M max (t)	$M_0$ (t)
1 tandem	1	1.058	$248.4 \times 1.058 \times 1 \times 1$	262.81	26.281
2 tandems	1	1.062	$248.4 \times 1.062 \times 1 \times 2$	527.6	52.76

**Tableau.6.20**

c-système Br :

- L'effort tranchant

- Pour  $X=0$  et L



$$R_a + R_b = 10t$$

$$\sum M/b = 32.4 \times R_a - 10 \times 32.4 = 0$$

$$R_a = 10t \text{ et } R_b = 0t$$

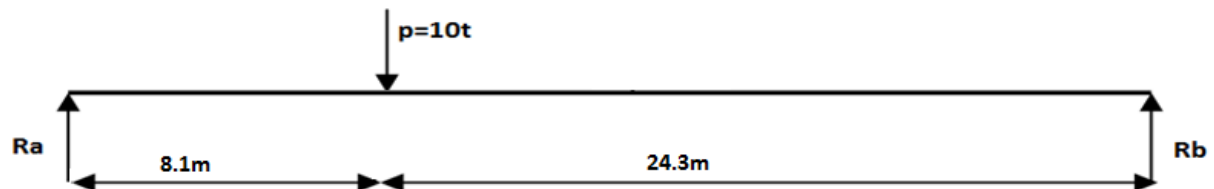
$$\text{Donc } T = 10t$$

**Tableau de l'effort tranchant pour  $X=0$  et  $L$** 

Nombre de files	$\delta$	$T_{\max} (t)$	$T_{\max} (t)$	$T_0 (t)$
Une file	1.049	$10 \times 1.049 \times 1$	10.49	1.049
Deux files	1.056	$10 \times 1.056 \times 2$	21.12	2.112

**Tableau.6.21**

• pour  $X=L/4$



$$R_a + R_b = 10t$$

$$\sum M/b = 32.4 \times R_a - 10 \times 24.3 = 0$$

$$\text{Alors } R_a = 7.5t \text{ et } R_b = 2.5t$$

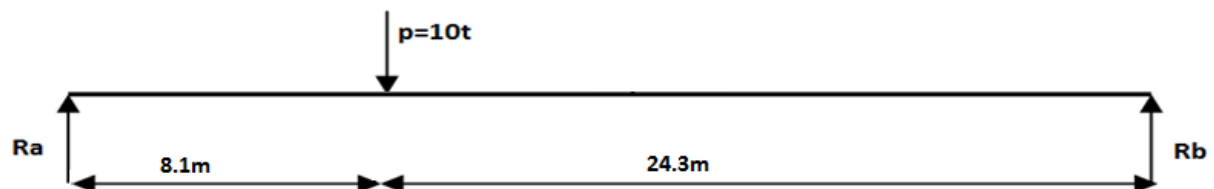
$$\text{Donc } T = 7.5t$$

**Tableau de l'effort tranchant pour  $X=L/4$** 

Nombre de files	$\delta$	$T_{\max} (t)$	$T_{\max} (t)$	$T_0 (t)$
Une file	1.049	$7.5 \times 1.049 \times 1$	7.87	0.787
Deux files	1.056	$7.5 \times 1.056 \times 2$	15.84	1.584

**Tableau.6.22****- le moment fléchissant**

• Pour  $X=L/4$



$$R_a + R_b = 10$$

$$\sum M/b = 32.4 \times R_a - 10 \times 24.3 = 0$$

$$\text{Donc } R_a = 7.5t \text{ et } R_b = 2.5t$$

$$M = R_a \times L/4 = 7.5 \times 8.1 = 60.75 \text{ t.m}$$

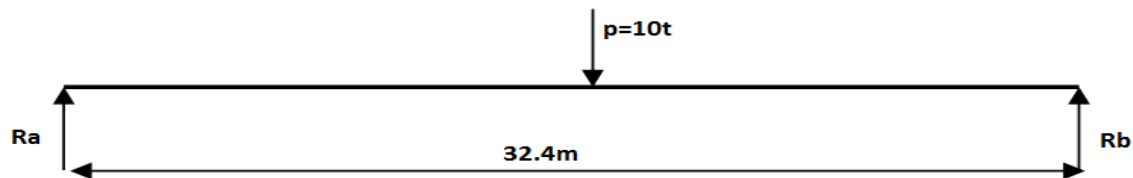
$M=60.75 \text{ t.m}$

### Tableau du moment fléchissant pour $X=L/4$

Nombre de files	$\delta$	Mmax (t.m)	Mmax (t.m)	M0 (t)
Une file	1.049	$60.75 \times 1.049 \times 1$	63.18	6.318
Deux files	1.056	$60.75 \times 1.056 \times 2$	128.304	12.83

**Tableau.6.23**

- Pour  $X=L/2$



$$R_a = R_b = 10/2 = 5t$$

$$M = 5 \times 16.2 = 81 \text{ t.m}$$

$$M = 81 \text{ t.m}$$

### Tableau du moment fléchissant pour $X=L/2$

Nombre de files	$\delta$	Mmax (t.m)	Mmax (t.m)	M0 (t)
Une file	1.049	$81 \times 1.049 \times 1$	84.24	8.424
Deux files	1.056	$81 \times 1.056 \times 2$	171.07	17.107

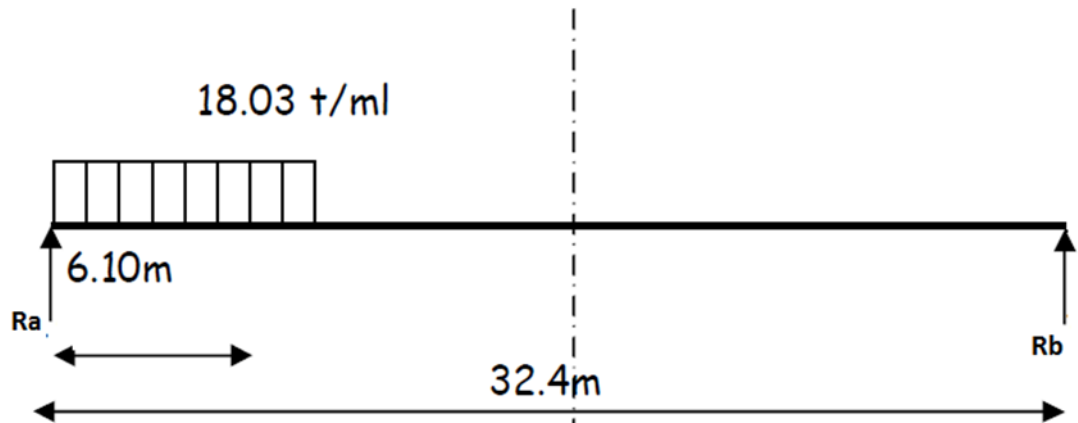
**Tableau.6.24**

### 4- Surcharge militaire MC120 :

#### - Effort tranchant

- Pour  $X=0$  et  $L$

L'effort tranchant est max au droit des appuis



-Calcul des réactions :

$$R_a + R_b = 18.03 \times 6.1 = 110 \text{ t}$$

$$\sum M_{/b} = 0 \Rightarrow R_a \times 32.4 - (18.03 \times 6.10) \times 29.35 = 0$$

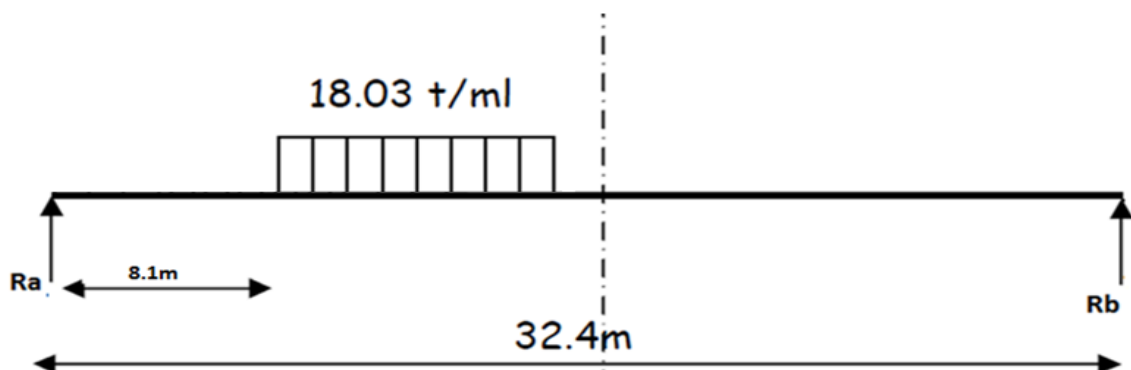
$$R_a = 99.65 \text{ et } R_b = 10.35 \text{ t}$$

$$\text{Donc } T = 99.65 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 99.65 \times 1.069 \times 1$$

$$T_{\max} = 106.5 \text{ t}$$

• Pour  $X = L/4$



$$R_a + R_b = 110 \text{ t}$$

$$\sum M_{/b} = 32.4 \times R_a - 110 \times (32.4 - 8.01 - 3.05)$$

$$R_a = 72.15 \text{ t et } R_b = 37.85 \text{ t}$$

Donc  $T=72.15t$

$T_{\max}=72.15 \times 1.069 \times 1$

$T_{\max}=77.13 t$

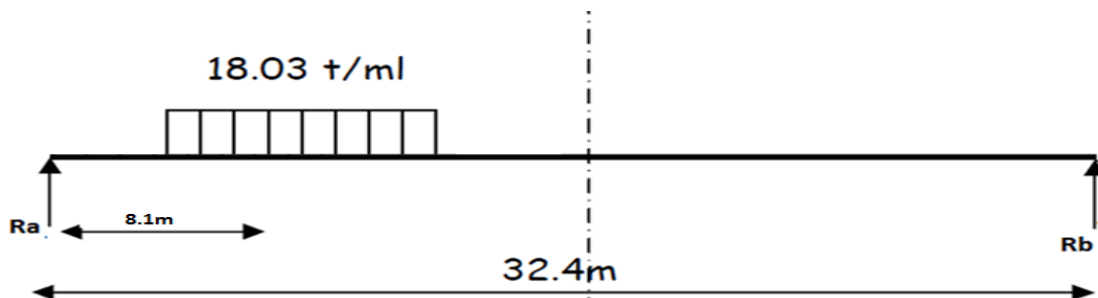
### Tableau des efforts tranchant

Sections	Tmax (t.m)	T0 (t.m)
<b>X=0</b>	<b>106.5</b>	<b>10.65</b>
<b>X=L/4</b>	<b>77.13</b>	<b>7.713</b>
<b>X=L/2</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

Tableau.6.25

### -Le moment fléchissant

- Pour  $X=L/4$



$$R_a + R_b = 110t$$

$$\sum M_{/a} = 32.4 \times R_b - 18.03 \times 6.1 \times 8.1 = 0$$

$$R_b = 27.5t \text{ et } R_a = 82.5t \text{ d'où :}$$

$$M = R_a \times \frac{L}{4} - \frac{q \times (3.05)^2}{2} = 82.5 \times 8.1 - 18.06 \times 3.05^2 / 2$$

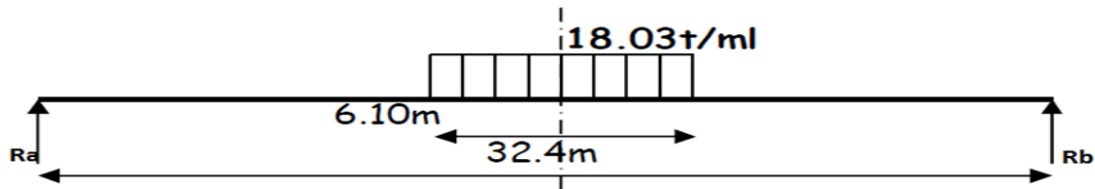
$$M = 584.25 t.m$$

$$M_{\max} = 584.25 \times 1.069 \times 1$$

$$M_{\max} = 625.56 t.m$$

- Pour  $X=L/2$

Le moment fléchissant est max au milieu de la poutre au point  $x = L/2$



$$R_a=R_b=\frac{qL}{2}$$

$$R_a=R_b=\frac{18.03 \times 6.1}{2}, \quad R_a=R_b=55t$$

Donc le moment max est égal :

$$M=R_a \times \frac{L}{2} - \frac{q \times (3.05)^2}{2} = 55 \times 16.2 - \frac{18.03 \times (3.05)^2}{2}$$

$$M=807.14 \text{ t.m}$$

$$M_{\max}=807.14 \times 1.069 \times 1$$

$$M_{\max}=862.88 \text{ t.m}$$

**Tableau des moments fléchissant**

Sections	Mmax (t.m)	M0 (t.m)
X=0	0	0
X=L/4	625.56	62.556
X=L/2	862.88	86.288

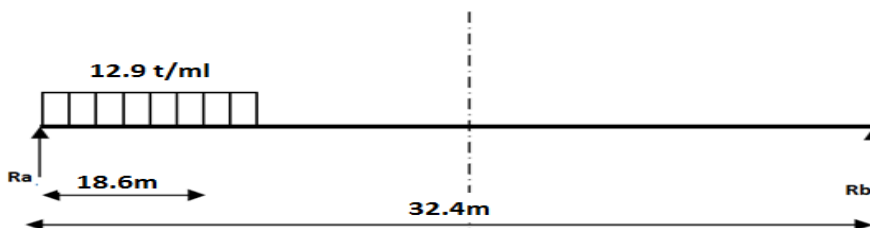
Tableau6.26

**5- convois D240 :**

**- effort tranchant**

- Pour X=0 et L

L'effort tranchant est max au droit des appuis au point x=0 et L



**-Le calcul des réactions max:**

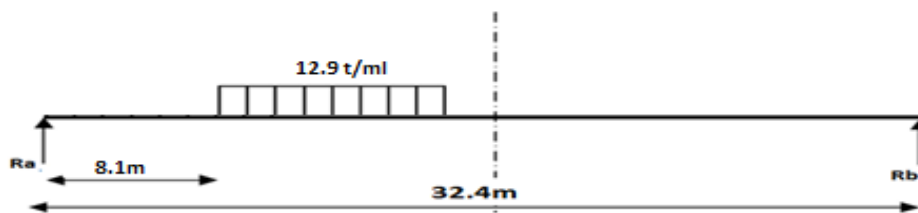
$$R_a + R_b = q \times 18.6 = 12.9 \times 18.6 = 240 \text{ t}$$

$$\sum M_b = 32.4 \times R_a - (12.9 \times 18.6) \times 23.1 = 0$$

$$\text{Donc } R_a = 171.1 \text{ t} \text{ et } R_b = 68.9 \text{ t}$$

$$T = 171.1 \text{ t}$$

$$\text{Donc } T_{\max} = 171.1 \text{ t}$$

**• Pour  $X=L/4$** 

$$R_a + R_b = 240 \text{ t}$$

$$\sum M_b = 32.4 \times R_a - 240 \times (32.4 - 8.1 - 9.3)$$

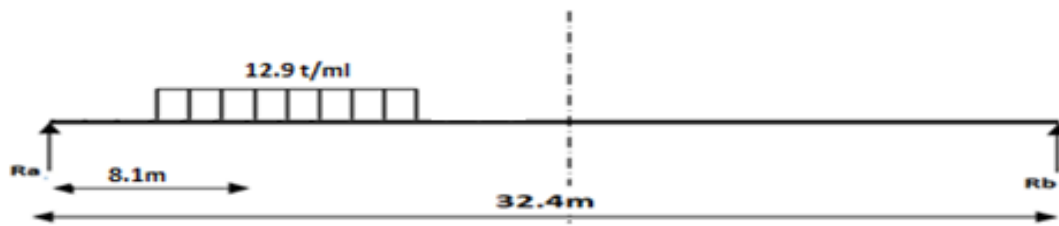
$$R_a = 111.11 \text{ t} \text{ et } R_b = 128.89 \text{ t}$$

$$\text{Donc } T_{\max} = 128.89 \text{ t}$$

**Tableau des efforts tranchant**

Sections	Tmax (t.m)	T0 (t.m)
<b>X=0</b>	<b>171.1</b>	<b>17.11</b>
<b>X=L/4</b>	<b>128.89</b>	<b>12.889</b>
<b>X=L/2</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**Tableau 6.27****- le moment fléchissant****• Pour  $X=L/4$**



$$R_a + R_b = 240 \text{ t}$$

$$\sum M_a = 32.4 \times R_b - 240 \times 8.1 = 0$$

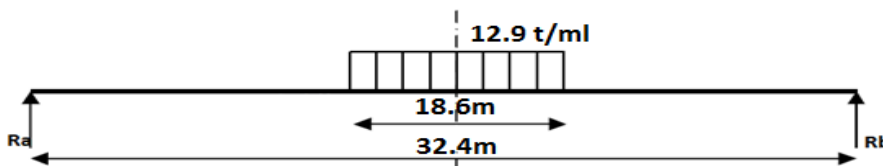
$$R_b = 60 \text{ t et } R_a = 180 \text{ t}$$

$$M = R_a \times L/4 - 12.9 \times 9.3^2/2$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 900.14 \text{ t.m}$$

• Pour  $X = L/2$

Le moment fléchissant est max au milieu de la poutre au point  $x = L/2$



$$R_a = R_b = \frac{ql}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{12.9 \times 18.6}{2} \text{ alors } R_a = R_b = 120 \text{ t}$$

Le moment max est :

$$M_{\max} = R \times \frac{L}{2} - \frac{q \times (9.3)^2}{2} = 120 \times 16.2 - \frac{12.9 \times (9.3)^2}{2}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 1386 \text{ t.m}$$

**Tableau des moments fléchissant**

Sections	Mmax (t.m)	M0 (t.m)
<b>X=0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>X=L/4</b>	<b>900.14</b>	<b>90.014</b>
<b>X=L/2</b>	<b>1386</b>	<b>138.6</b>

Tableau.6.28

**Tableau récapitulatif des efforts tranchant pour X=0**

Charges et surcharges		T <sub>0</sub> (t)	T max (t)
<b>Charges permanente G</b>		51.8	518
<b>Surcharge A(l)</b>	Une voie chargée	5.88	58.8
	Deux voies chargées	11.761	117.61
	Trois voies chargées	15.908	159.08
	Quatre voies chargées	17.608	176.08
<b>Trottoirs</b>	Un trottoir chargé	0.365	3.65
	Deux trottoirs chargés	0.729	7.29
	TPC	0.243	2.43
<b>charge Bc</b>	Une voie	5.989	59.89
	Deux voies	11.066	110.66
	Trois voies	14.403	144.03
	Quatre voies	16.207	162.07
<b>charge Bt</b>	Un tandem	3.315	33.15
	Deux tandems	6.654	66.54
<b>charge Br</b>	Une file	1.049	10.49
	Deux files	2.112	21.12
<b>Convoi Mc120</b>		10.653	106.53
<b>Convoi D240</b>		17.11	171.1

Tableau.6.29

**Tableau récapitulatif des efforts tranchant pour  $X=L/4$** 

Charges et surcharges		$T_0$ (t)	T max (t)
<b>Charges permanente G</b>		25.92	250.92
<b>Surcharge A(l)</b>	Une voie chargée	2.94	29.4
	Deux voies chargées	5.88	58.8
	Trois voies chargées	7.954	79.54
	Quatre voies chargées	8.821	88.21
<b>Trottoirs</b>	Un trottoir chargé	0.182	1.82
	Deux trottoirs chargés	0.364	3.64
	TPC	0.122	1.22
<b>charge Bc</b>	Une voie	4.067	40.67
	Deux voies	7.513	75.13
	Trois voies	9.779	97.79
	Quatre voies	11.004	110.04
<b>charge Bt</b>	Un tandem	2.468	24.68
	Deux tandems	4.955	49.55
<b>charge Br</b>	Une file	0.78	7.8
	Deux files	1.584	15.84
<b>Convoi Mc120</b>		7.713	77.13
<b>Convoi D240</b>		12.889	128.89

**Tableau.6.30**

**Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour  $X=L/4$** 

Charges et surcharges		$M_0$ (t)	M max (t)
<b>Charges permanente G</b>		314.89	3148.9
<b>Surcharge A(l)</b>	Une voie chargée	35.725	357.25
	Deux voies chargées	71.45	714.5
	Trois voies chargées	96.643	966.43
	Quatre voies chargées	107.175	1071.75
<b>Trottoirs</b>	Un trottoir chargé	2.214	22.14
	Deux trottoirs chargés	4.429	44.29
	TPC	1.429	14.29
<b>charge Bc</b>	Une voie	33.017	330.17
	Deux voies	60.993	609.93
	Trois voies	79.389	793.89
	Quatre voies	89.33	893.3
<b>charge Bt</b>	Un tandem	20.568	205.68
	Deux tandems	41.135	411.35
<b>charge Br</b>	Une file	6.318	63.18
	Deux files	12.83	128.304
<b>Convoi Mc120</b>		62.556	625.56
<b>Convoi D240</b>		90.014	900.14

**Tableau.6.31**

**Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour  $X=L/2$** 

Charges et surcharges		$M_0$ (t)	M max (t)
<b>Charges permanente G</b>		419.85	4198.5
<b>Surcharge A(l)</b>	Une voie chargée	47.632	476.32
	Deux voies chargées	95.265	952.65
	Trois voies chargées	128.858	1288.58
	Quatre voies chargées	142.896	1428.96
<b>Trottoirs</b>	Un trottoir chargé	2.952	29.52
	Deux trottoirs chargés	5.905	59.05
	TPC	1.968	19.68
<b>charge Bc</b>	Une voie	42.63	426.3
	Deux voies	78.75	787.5
	Trois voies	102.503	1025.03
	Quatre voies	115.348	1153.48
<b>charge Bt</b>	Un tandem	26.281	262.81
	Deux tandems	52.76	527.6
<b>charge Br</b>	Une file	8.424	84.24
	Deux files	17.107	171.07
<b>Convoi Mc120</b>		86.288	862.88
<b>Convoi D240</b>		138.6	1386

**Tableau.6.32**

## - Introduction :

L'étude de la répartition transversale est l'une des étapes les plus importantes, car elle nous permet de déterminer l'élément porteur (la poutre) le plus sollicité ainsi les valeurs des sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) sur chaque élément.

L'étude transversale est d'autant plus importante car le comportement et la durée de vie de l'ouvrage en dépendent.

Il existe plusieurs méthodes pour faire l'étude transversale, les méthodes les plus connues et qui offrent des résultats précis sont

- la méthode de Jean-Courbon.
- la méthode de Guyon-Massonnet.
- la méthode des éléments finis (méthode numérique).

### 7.1-méthode de Guyon-Massonnet :

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des méthodes les plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car elle prend en considération la rigidité transversale du tablier.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ( $e=b$  ;  $e=3/4b$  ;  $e=1/2b$  ;  $e=1/4b$  ;  $e=0$ ) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ( $y= \pm b$  ;  $y= \pm 3/4b$  ;  $y= \pm 1/2 b$  ;  $e= \pm 1/4b$  ;  $y=0$ ).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ( $\kappa, \epsilon, \mu$ ) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

#### 7.1.1- Détermination des paramètres de calcul :

La largeur active est ( $b'$ ), avec  $b' = \frac{1}{2} n \times b_0$

- Le pont est constitué de 10 poutres ( $n = 10$ )
- L'entre axe des poutres est de  $b_0 = 1.67m$ .

Donc la largeur active du pont sera :

$$b' = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.67 \quad \text{donc} \quad b' = 8.35 \text{ m}$$

### 1- Paramètre d'entretoisement :

$$\text{Sens longitudinal} \quad \theta_L = \frac{b}{l'} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\text{La largeur droite} \quad b = b' \sin \varphi = 8.35 \sin 92.92 = 8.34 \text{ m}$$

$$\text{La longueur baise} \quad l' = 33.40 \text{ m}$$

$$\text{Sens transversal} \quad \theta_T = \frac{b'}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\text{La largeur baise} \quad b' = 8.35 \text{ m}$$

$$\text{La longueur droite} \quad l = l' \sin \varphi = 33.4 \sin 92.92 = 33.36 \text{ m}$$

### 2- Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)

Le paramètre de torsion est :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises, c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :  $\rho_E = \rho_D$

$$\rho_p = B_p / b_1 = E I_p / b_1$$

$$\rho_D = \rho_E = E I_D / I_1$$

Avec:

$\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur ;

$\rho_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur.

$\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur ;

$\gamma_E$  : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / I_1$$

Avec :

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h_3 / 2)]$$

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$E$  : module de déformation longitudinale du béton.

$G$  : module de déformation transversale du béton.

$b$  : demi-largeur de la dalle.

$l$  : portée de la travée.

$b_1$  : entre-axe des poutres.

$I_1$  : unité de largeur.

#### 7.1.2- Calcul du paramètre $\theta$ :

La distance entre-axe des poutres est  $b_0 = 1.67 \text{ m}$

- **Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs**

$$I_p = I_a + 8 (I_m - I_a) / 3\pi$$

$$I_a = 0.3452 \text{ m}^4$$

$$I_m = 0.1381 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } I_p = 0.3452 + 8(0.1381 - 0.3452) / 3\pi$$

$$\mathbf{I_p = 0.1693 \text{ m}^4}$$

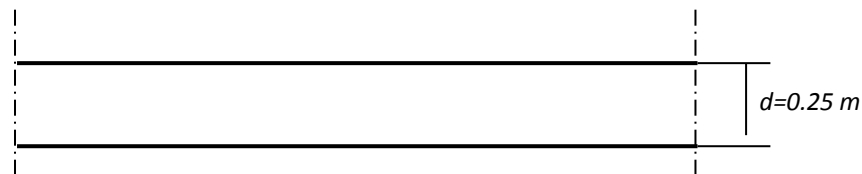
### - Rigidité flexionnelle de la poutre par (ml)

$$b_1 = b_0 = 1.67 \text{ m}$$

$$\bullet \rho_p = (E I_p / b_1)$$

$$\bullet \rho_p = \mathbf{0.10138856 E}$$

### - Rigidité flexionnelle de la dalle



$$I_D = (1 d^3 / 12) = 1 \times (0.25)^3 / 12$$

$$\mathbf{D'où: I_D = 1,3020 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}$$

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / l_1 = 1,3020 \cdot 10^{-3} E / 1$$

$$\rho_E = \rho_D = \mathbf{1.3020 \cdot 10^{-3} E}$$

$$\theta_L = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{D'où: } \theta_L = \frac{8.34}{33.4} \sqrt[4]{\frac{0.10138856 E}{1.3020 \cdot 10^{-3} E}}$$

$$\mathbf{Donc \theta_L = 0.742}$$

$$\theta_T = \frac{b'}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{D'où: } \theta_T = \frac{8.35}{33.36} \sqrt[4]{\frac{0.10138856 E}{1.3020 \cdot 10^{-3} E}}$$

$$\mathbf{Donc \theta_T = 0.74}$$

### 7.1.3- Calcul du paramètre $\alpha$ :

Le Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle part unité de largeur.

Pour simplifier les calculs des rigidités, on modifie légèrement la géométrie de la poutre en enlevant les goussets du talon et de l'âme tout en gardant la section et l'inertie constante.

- Section équivalente

$$\begin{cases} (103 \times H_1) + (21 \times H_2) + (47 \times H_3) = 5108 \text{ cm}^2 \\ H_1 + H_2 + H_3 = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

On fixe  $H_3 = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} 103H_1 + 21H_2 = 4403 \text{ cm}^2 \\ H_1 + H_2 = 135 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on aura :

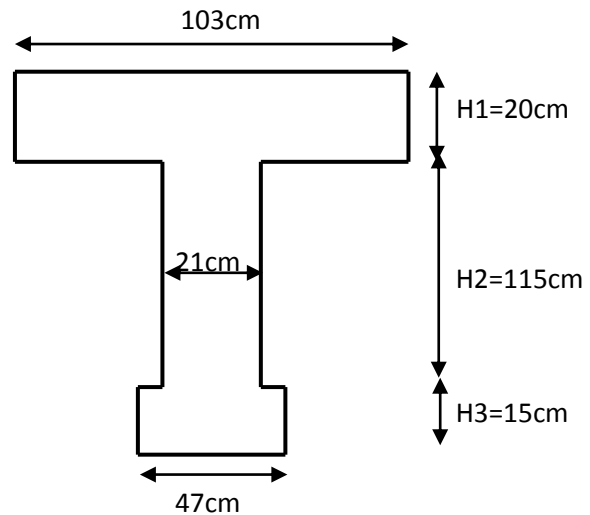
$$\begin{cases} H1=20 \text{ cm} \\ H2=115 \text{ cm} \\ H3=15 \end{cases}$$

On a :

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

$$C_p = (G/3) \times (\sum b_i h_i^3 + b' d^3 / 2)$$

Donc on aura la rigidité comme suite :



**Fig.7.1.poutre équivalente**

$G = [E / 2 (1 + \nu)]$  Avec :

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux, pour le béton précontraint il est recommandée de prendre  $\nu = 0.20$

D'où

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.2)} \quad \mathbf{G=0.41667E}$$

$$(\sum b_i h_i^3 + b' d^3 / 2) = (0.47 \times 0.15^3 + 1.15 \times 0.21^3 + 1.03 \times 0.23 + 1 \times 0.25^3) / 2 = 0.1724175 \text{ m}^4$$

$$C_p = \frac{0.41667E}{3} \times 0.1724175$$

$$\mathbf{C_p=0.02395^E}$$

- Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale

$$\gamma_p = \frac{0.02395E}{1.67} \quad \text{alors} \quad \mathbf{\gamma_p = 0.0143E}$$

- Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale

$$\gamma_D = \frac{C_D}{l_1} = \frac{2G \cdot I_D}{l_1} = \frac{2 \times 0.4167 \times 0.001302E}{1}$$

$$\mathbf{\gamma_D=1.085 \cdot 10^{-3}E}$$

- Le paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_D}} = \frac{0.0143E + 0.001085E}{2\sqrt{0.10138E \times 0.001302E}}$$

$$\mathbf{\alpha=0.669} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq 1$$

## 7.2 - calcul des moments fléchissant :

### 7.2.1- le coefficient de répartition transversale K :

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  $K$  pour  $\alpha = 0$ ,  $\alpha = 1$  et  $0.1 \leq \theta \leq 1$  sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet.

Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 \leq \alpha \leq 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.665}$$

On a :

$k_0$  : valeur de  $k$  correspondant a  $\alpha = 0$ .

$k_1$  : valeur de  $k$  correspondant a  $\alpha = 1$ .

Dans le cas ou  $\theta$  calculé 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

On a  $\theta=0.74$  donc  $0.1 \leq \theta \leq 1$  on doit interpoler.

Alors  $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^\beta$  ou  $\beta=0.63978$

- Les tableaux donnant  $k_0$  et  $k_1$  pour  $\theta=0.74$  :

Tableau de  $k_0$  :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1083	0,4808	1,0603	1,5637	1,8018	1,5637	1,0603	0,4808	-0,1083
b/4	-0,4236	0,0649	0,5682	1,0890	1,5637	1,8017	1,5903	1,1380	0,6282
b/2	-0,4972	-0,1803	0,1614	0,5682	1,0603	1,5903	1,9856	2,0462	1,9702
3b/4	-0,4636	-0,3358	-0,1803	0,0649	0,4808	1,1380	2,0462	3,0771	4,0171
b	-0,4011	-0,4636	-0,4972	-0,4236	-0,1083	0,6282	1,9702	4,0171	6,6246

Tableau.7.1

Tableau de  $k_1$  :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6719	0,8069	0,9875	1,1984	1,3233	1,1984	0,9875	0,8069	0,6719
b/4	0,4406	0,5540	0,7146	0,9384	1,1984	1,3763	1,3092	1,1585	1,0260
b/2	0,2958	0,3858	0,5168	0,7146	0,9875	1,3092	1,5647	1,5924	1,5433
3b/4	0,2076	0,2793	0,3858	0,5540	0,8069	1,1585	1,5924	2,0070	2,2513
b	0,1492	0,2076	0,2958	0,4406	0,6719	1,0260	1,5433	2,2513	3,1214

Tableau.7.2

Tableau de  $K\alpha$  :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>0</b>	0,4950	0,7330	1,0040	1,2813	1,4318	1,2813	1,0040	0,7330	0,4950
<b>b/4</b>	0,2446	0,4431	0,6814	0,9726	1,2813	1,4728	1,3729	1,1538	0,9358
<b>b/2</b>	0,1160	0,2574	0,4362	0,6814	1,0040	1,3729	1,6601	1,6953	1,6401
<b>3b/4</b>	0,0554	0,1398	0,2574	0,4431	0,7330	1,1538	1,6953	2,2497	2,6517
<b>b</b>	0,0244	0,0554	0,1160	0,2446	0,4950	0,9358	1,6401	2,6517	3,9158

**Tableau.7.3****- Tableau des coefficients  $K\alpha$  pour les poutres :**

Pour obtenir les coefficients de répartition  $K\alpha$  pour chacune des poutres on interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

Nous avons 10 poutres, par symétrie on étudie seulement 5 poutres.

Pour  $\theta=0.74$

	poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>0</b>	<b>P1=0.835</b>	0,3948	0,5802	1,1555	1,5874	1,4880	1,2932	1,0523	0,8114	0,5959
<b>b/4</b>										
<b>b/4</b>	<b>P2=2.205</b>	0,2189	0,2736	0,7427	1,4717	1,5534	1,4783	1,3868	1,1874	1,0371
<b>b/2</b>										
<b>b/2</b>	<b>P3=4.175</b>	0,1160	0,2574	0,4362	0,6814	1,0040	1,3729	1,6601	1,6953	1,6401
<b>b/2</b>	<b>P4=5.845</b>									
<b>3b/4</b>		0,0675	0,1411	0,6310	1,5085	1,3810	1,3544	1,6608	1,5698	1,6955
<b>3b/4</b>	<b>P5=7.515</b>									
<b>b</b>		0,0368	0,0558	0,3306	1,4195	1,5168	1,1688	1,6826	2,0729	2,3585

**Tableau.7.4**

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer convenablement les surcharges, on a pour les surcharges concentrées :

- $K = (\sum P_i K_i / \sum P_i) = \sum K_i / n$  et pour les surcharges réparties :
- $K = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes.

Une fois qu'on aura déterminé :  $K_\alpha$  et  $K_{\text{moy}}$  on passe à calculer les moments fléchissant réels  $M$  par la formule suivante :

$$M = K_{\text{moy}} \times M_0.$$

Telle que :  $M_0$  : moment longitudinal moyen par le théorème de Barré.

**7.2.2- Le calcul de  $K\alpha_{\text{moy}}$  :**

Le calcul de  $K\alpha_{\text{moy}}$  se fait en plaçant les différentes surcharges sur la largeur chargeable de façon à obtenir la valeur maximale de  $K\alpha_{\text{moy}}$

- Pour les charges uniformément répartie  
 $K\alpha_{\text{moy}} = \text{surface chargée} / \text{largeur chargée} = S/L$

S : surface chargée calculée par le logiciel AUTO CAD.

- Pour les charges centrées :

$$K\alpha_{\text{moy}} = \sum K_i / n$$

**Tableau de  $K\alpha_{\text{moy}}$**

		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5
<b>Système A(L)</b>	1 voie	0,8809	0,5242	0,3536	0,4041	0,2108
	2 voies	1,1743	0,9095	0,5023	0,8399	0,6806
	3 voies	1,1995	1,0937	0,8054	1,0372	0,8985
	4voies	1,1339	1,1428	1,0224	1,1814	1,1406
<b>trottoirs</b>	1 trottoir	0,4880	0,2460	0,1870	0,1045	0,0464
	2 trottoirs	0,5962	0,6795	0,9275	0,8684	1,1306
	TPC	1,4766	1,5346	1,0096	1,3931	1,4635
<b>charge Bc</b>	1 voie	0,8500	0,4900	0,3400	0,3700	0,1850
	2 voies	1,1250	0,8325	0,4725	0,7550	0,5825
	3 voies	0,7783	1,0367	0,8033	0,9983	0,8567
	4voies	1,0963	1,0963	1,0213	1,1525	1,1163
<b>charge Bt</b>	1 tandem	0,9100	0,5550	0,3650	0,4350	0,2400
	2 tandems	0,9325	0,9275	1,0150	1,0225	1,0400
<b>Mc120</b>		1,0968	1,3699	1,5297	1,492	1,572
<b>D240</b>		1,096	1,391	1,58	1,561	1,5764

**Tableau.7.5**

**Tableau des moments fléchissant réels pour  $X=L/4$**

		M0	Poutre1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			$k\alpha_{\text{moy}}$	M	$k\alpha_{\text{moy}}$	M	$k\alpha_{\text{moy}}$	M	$k\alpha_{\text{moy}}$	M	$k\alpha_{\text{moy}}$	M
<b>A(L)</b>	1	35,73	0,88	31,47	0,52	18,73	0,35	12,63	0,40	14,44	0,21	7,53
	2	71,45	1,17	83,90	0,91	64,98	0,50	35,89	0,84	60,01	0,68	48,63
	3	96,64	1,20	115,92	1,09	105,70	0,81	77,84	1,04	100,24	0,90	86,83
	4	107,18	1,13	121,53	1,14	122,48	1,02	109,58	1,18	126,62	1,14	122,24
<b>trottoir</b>	Tr1	2,21	0,49	1,08	0,25	0,54	0,19	0,41	0,10	0,23	0,05	0,10
	Tr2	4,43	0,60	2,64	0,68	3,01	0,93	4,11	0,87	3,85	1,13	5,01
	TPC	1,43	1,48	2,11	1,53	2,19	1,01	1,44	1,39	1,99	1,46	2,09
<b>Bc</b>	1	33,02	0,85	28,06	0,49	16,18	0,34	11,23	0,37	12,22	0,19	6,11
	2	60,99	1,13	68,62	0,83	50,78	0,47	28,82	0,76	46,05	0,58	35,53
	3	79,39	0,78	61,79	1,04	82,30	0,80	63,77	1,00	79,25	0,86	68,01
	4	89,33	1,10	98,26	1,10	98,25	1,02	91,12	1,15	102,73	1,12	100,05
<b>Bt</b>	1tan	20,57	0,91	18,72	0,56	11,42	0,37	7,51	0,44	8,95	0,24	4,94
	2tan	41,14	0,93	38,36	0,93	38,15	1,02	41,75	1,02	42,06	1,04	42,78
<b>Mc120</b>		62,56	1,10	68,62	1,37	85,70	1,53	95,70	1,49	93,34	1,57	98,34
<b>D240</b>		90,01	1,10	98,65	1,39	125,20	1,58	142,22	1,56	140,51	1,58	141,89

**Tableau.7.6**

### Tableau des moments fléchissant réels pour $X=L/2$

	M0	Poutre1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
		$k\alpha_{moy}$	M	$k\alpha_{moy}$	M	$k\alpha_{moy}$	M	$k\alpha_{moy}$	M	$k\alpha_{moy}$	M	
<b>A(L)</b>	1	47,63	0,88	41,96	0,52	24,97	0,35	16,84	0,40	19,25	0,21	10,04
	2	95,27	1,17	111,87	0,91	86,64	0,50	47,85	0,84	80,01	0,68	64,84
	3	128,86	1,20	154,57	1,09	140,93	0,81	103,78	1,04	133,65	0,90	115,78
	4	142,90	1,13	162,03	1,14	163,30	1,02	146,10	1,18	168,82	1,14	162,99
<b>trottoir</b>	Tr1	2,95	0,49	1,44	0,25	0,73	0,19	0,55	0,10	0,31	0,05	0,14
	Tr2	5,91	0,60	3,52	0,68	4,01	0,93	5,48	0,87	5,13	1,13	6,68
	TPC	1,97	1,48	2,91	1,53	3,02	1,01	1,99	1,39	2,74	1,46	2,88
<b>Bc</b>	1	42,63	0,85	36,24	0,49	20,89	0,34	14,49	0,37	15,77	0,19	7,89
	2	78,75	1,13	88,59	0,83	65,56	0,47	37,21	0,76	59,46	0,58	45,87
	3	102,50	0,78	79,78	1,04	106,26	0,80	82,34	1,00	102,33	0,86	87,81
	4	115,35	1,10	126,46	1,10	126,46	1,02	117,80	1,15	132,94	1,12	128,76
<b>Bt</b>	1tan	26,28	0,91	23,92	0,56	14,59	0,37	9,59	0,44	11,43	0,24	6,31
	2tan	52,76	0,93	49,20	0,93	48,93	1,02	53,55	1,02	53,95	1,04	54,87
<b>Mc120</b>		86,29	1,10	94,64	1,37	118,21	1,53	132,00	1,49	128,74	1,57	135,65
<b>D240</b>		138,60	1,10	151,91	1,39	192,79	1,58	218,99	1,56	216,35	1,58	218,49

Tableau.7.7

### 7.3- Calcul des efforts tranchants :

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$  à partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

$$\text{Si } |y| + |e| \leq \frac{3}{4} b \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$$

$$\text{Si } |y| + |e| > \frac{3}{4} b \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis  $x = 0.00 L$  et  $x = L$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0 \quad \text{et } \varepsilon_1 \neq \varepsilon'_1 \quad (\varepsilon'_1 \text{ à déterminer à partir des tableaux})$$

Calcul  $\varepsilon_{\alpha moy}$  et  $\varepsilon'_{\alpha moy}$  à partir des lignes d'influence sous chargement ; calcul de l'effort réel.

$$T = T_0 \times \varepsilon_{\alpha moy} \quad 0.25 L$$

$$T = T_0 \times \varepsilon'_{\alpha moy} \quad 0.00 L$$

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes :

$$x = 0.00 L \quad \text{et} \quad x = 0.25 L$$

#### 7.3.1- Calcul de $\varepsilon'_\alpha$ et $\varepsilon_\alpha$ :

##### - Tableau des valeurs de $\varepsilon_0$ :

Les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.74$  sont déterminées par l'interpolation entre les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.7$  et  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.8$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0162	0,0768	0,1685	0,2485	0,2866	0,2485	0,1685	0,0768	-0,0162
b/4	-0,0663	0,0106	0,0900	0,1727	0,2485	0,2870	0,2533	0,1813	0,1001
b/2	-0,0786	-0,0286	0,0255	0,0900	0,1685	0,2533	0,3166	0,3257	0,3128
3b/4	-0,0744	-0,0537	-0,0286	0,0106	0,0768	0,1813	0,3257	0,4897	0,6386
b	-0,0658	-0,0744	-0,0786	-0,0663	-0,0162	0,1001	0,3128	0,6386	1,0550

Tableau.7.8

- Tableau des valeurs de  $\varepsilon_1$  :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0500	0,0815	0,1314	0,2215	0,3858	0,2215	0,1314	0,0815	0,0500
b/4	0,0304	0,0487	0,0776	0,1294	0,2232	0,3919	0,2315	0,1429	0,0871
b/2	0,0212	0,0328	0,0509	0,0829	0,1395	0,2392	0,4134	0,2546	0,1546
3b/4	0,0193	0,0283	0,0419	0,0652	0,1049	0,1710	0,2798	0,4563	0,2767
b	0,0241	0,0334	0,0474	0,0703	0,1069	0,1631	0,2452	0,3579	0,4969

Tableau.7.9

- Tableau des valeurs de  $\varepsilon'_1$  :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0069	0,0348	0,1058	0,2522	0,5608	0,2522	0,1058	0,0348	-0,0069
b/4	-0,0096	0,0092	0,0415	0,1095	0,2556	0,5645	0,2546	0,1017	0,0111
b/2	-0,0050	0,0040	0,0195	0,0520	0,1220	0,2700	0,5777	0,2559	0,0641
3b/4	0,0053	0,0117	0,0222	0,0422	0,0814	0,1579	0,3063	0,5934	0,1955
b	0,0241	0,0334	0,0474	0,0703	0,1069	0,1631	0,2452	0,3579	0,4969

Tableau.7.10

7.3.2- Calcul des valeurs de  $\varepsilon_\alpha$  :

Pour  $\theta=0,67$ , On procède avec les formules suivantes pour l'interpolation :

Si  $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$ . On a :  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$ .

Si  $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$ . On a :  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$ .

Avec  $\alpha = 0.669$

- Tableau des valeurs de  $\varepsilon_\alpha$ :

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0379	0,0800	0,1437	0,2304	0,3530	0,2304	0,1437	0,0800	0,0379
b/4	0,0128	0,0361	0,0817	0,1437	0,2316	0,3571	0,2387	0,1556	0,0895
b/2	0,0030	0,0216	0,0463	0,0852	0,1491	0,2438	0,3957	0,2675	0,1834
3b/4	0,0023	0,0133	0,0291	0,0553	0,0956	0,1729	0,2881	0,4624	0,3426
b	0,0078	0,0138	0,0245	0,0454	0,0845	0,1516	0,2575	0,4090	0,5985

Tableau.7.11

7.3.3- calcul des valeurs de  $\varepsilon'_\alpha$  :

Pour  $\theta=0,71$ , On procède avec les formules suivantes pour l'interpolation :

Si  $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$ . On a :  $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0) \alpha$ .

Si  $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$ . On a :  $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$ .

Avec  $\alpha = 0.669$

**- Tableau des valeurs de  $\varepsilon'_\alpha$  :**

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0086	0,0487	0,1265	0,2510	0,4700	0,2510	0,1265	0,0487	-0,0086
b/4	-0,0199	0,0096	0,0576	0,1304	0,2533	0,4726	0,2542	0,1162	0,0273
b/2	-0,0184	-0,0019	0,0206	0,0646	0,1374	0,2645	0,5301	0,2686	0,1094
3b/4	-0,0092	-0,0002	0,0130	0,0365	0,0799	0,1621	0,3099	0,5745	0,2762
b	0,0078	0,0138	0,0245	0,0454	0,0845	0,1516	0,2575	0,4090	0,5985

Tableau.7.12

**7.3.4- calcul des valeurs de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$  pour les positions des poutres :**

**- Tableau de  $\varepsilon_\alpha$  pour les poutres :**

	poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	P1=0.835	0,0279	0,0624	0,1189	0,1957	0,3044	0,2811	0,1817	0,1102	0,0585
b/4										
b/4	P2=2.205	0,0108	0,0332	0,0746	0,1320	0,2151	0,3345	0,2701	0,1780	0,1083
b/2										
b/2	P3=4.175	0,0030	0,0216	0,0463	0,0852	0,1491	0,2438	0,3957	0,2675	0,1834
b/2										
b/2	P4=5.845	0,0024	0,0150	0,0325	0,0613	0,1063	0,1871	0,3097	0,4234	0,3108
3b/4										
3b/4	P5=7.515									
b		0,0056	0,0136	0,0263	0,0494	0,0889	0,1601	0,2697	0,4304	0,4961

Tableau.7.13

**- Tableau de  $\varepsilon'_\alpha$  pour les poutres :**

	poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	P1=0.835	-0,0131	0,0331	0,0989	0,2027	0,3833	0,3396	0,1776	0,0757	0,0058
b/4										
b/4	P2=2.205	-0,0196	0,0073	0,0502	0,1172	0,2301	0,4310	0,3094	0,1466	0,0437
b/2										
b/2	P3=4.175	-0,0184	-0,0019	0,0206	0,0646	0,1374	0,2645	0,5301	0,2686	0,1094
b/2										
b/2	P4=5.845	-0,0111	-0,0005	0,0145	0,0421	0,0914	0,1826	0,3539	0,5133	0,2428
3b/4										
3b/4	P5=7.515									
b		0,0010	0,0082	0,0199	0,0419	0,0827	0,1558	0,2784	0,4752	0,4696

Tableau.7.14

Tableau récapitulatif de  $\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$ 

		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5
<b>Système A(L)</b>	1 voie	0.068	0.0300	0.0108	0.0077	0.0136
	2 voies	0.1305	0.0703	0.0354	0.0237	0.0246
	3 voies	0.1878	0.1740	0.1304	0.0884	0.0835
	4voies	0.1733	0.1885	0.1976	0.1731	0.1583
<b>trottoirs</b>	1 trottoir	0.0110	0.0082	0.0110	0.0064	0.0041
	2 trottoirs	0,0238	0,0487	0,0954	0,1845	0,2380
	TPC	0.3559	0.2413	0.1445	0.0970	0.0881
<b>charge Bc</b>	1 voie	0.0653	0.0271	0.0107	0.0071	0.0136
	2 voies	0.1188	0.0622	0.0311	0.0206	0.0246
	3 voies	0.1712	0.1340	0.1423	0.096	0.0835
	4voies	0.1591	0.1560	0.2041	0.1809	0.1583
<b>charge Bt</b>	1 tandem	0.0725	0.0329	0.0118	0.0086	0.0153
	2 tandems	0.1045	0.1364	0.2082	0.2146	0.1892
<b>Mc120</b>		0.1309	0.0706	0.0357	0.0244	0.0274
<b>D240</b>		0.1218	0.0649	0.0308	0.0208	0.0249

Tableau.7.15

Tableau des efforts tranchants pour  $X=0L$ 

		T0	Poutre1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T
<b>A(L)</b>	1	5,88	0,07	0,40	0,03	0,18	0,01	0,06	0,01	0,05	0,01	0,08
	2	11,76	0,13	1,53	0,07	0,83	0,04	0,42	0,02	0,28	0,02	0,29
	3	15,91	0,19	2,99	0,17	2,77	0,13	2,07	0,09	1,41	0,08	1,33
	4	17,61	0,17	3,05	0,19	3,32	0,20	3,48	0,17	3,05	0,16	2,79
<b>trottoir</b>	Tr1	0,37	0,011	0,004	0,008	0,003	0,011	0,004	0,006	0,002	0,004	0,001
	Tr2	0,73	0,02	0,02	0,05	0,04	0,10	0,07	0,18	0,13	0,24	0,17
	TPC	0,24	0,36	0,09	0,24	0,06	0,14	0,04	0,10	0,02	0,09	0,02
<b>Bc</b>	1	5,99	0,07	0,39	0,03	0,16	0,01	0,06	0,01	0,04	0,01	0,08
	2	11,07	0,12	1,31	0,06	0,69	0,03	0,34	0,02	0,23	0,02	0,27
	3	14,40	0,17	2,47	0,13	1,93	0,14	2,05	0,10	1,38	0,08	1,20
	4	16,21	0,16	2,58	0,16	2,53	0,20	3,31	0,18	2,93	0,16	2,57
<b>Bt</b>	1tan	3,32	0,07	0,24	0,03	0,11	0,01	0,04	0,01	0,03	0,02	0,05
	2tan	6,65	0,10	0,70	0,14	0,91	0,21	1,39	0,21	1,43	0,19	1,26
<b>Mc120</b>		10,65	0,22	2,34	0,31	3,32	0,32	3,46	0,32	3,42	0,27	2,82
<b>D240</b>		21,58	0,21	4,60	0,33	7,05	0,42	9,13	0,32	6,94	0,28	6,05

Tableau.7.16

Tableau récapitulatif de  $\varepsilon\alpha_{\text{moy}}$ 

		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5
<b>Système A(L)</b>	1 voie	0,0923	0,0553	0,0347	0,0243	0,0204
	2 voies	0,1393	0,0902	0,0580	0,0412	0,0338
	3 voies	0,1783	0,1624	0,1299	0,0977	0,0830
	4voies	0,1707	0,1783	0,1802	0,1639	0,1489
<b>trottoirs</b>	1 trottoir	0.0432	0.0207	0.0112	0.0080	0.0091
	2 trottoirs	0,0623	0,0799	0,1159	0,1843	0,2380
	TPC	0.2874	0.2196	0.1530	0.1107	0.0929
<b>charge Bc</b>	1 voie	0.0886	0.0525	0.0330	0.0231	0.0195
	2 voies	0,1301	0.0833	0.0533	0.0378	0.0310
	3 voies	0.1674	0.1555	0.1328	0.1025	0.0874
	4voies	0.1594	0.1718	0.1814	0.1691	0.1544
<b>charge Bt</b>	1 tandem	0.1299	0.0577	0.0363	0.0255	0.0213
	2 tandems	0.1412	0.1442	0.1849	0.1912	0.1799
<b>Mc120</b>		0,1396	0,0904	0,0582	0,0415	0,0340
<b>D240</b>		0,1350	0,0867	0,0548	0,0389	0,0316

Tableau.7.17

Tableau des efforts tranchants pour  $X=L/4$ 

		T0	Poutre1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T	$\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$	T
<b>A(L)</b>	1	2,94	0,09	0,27	0,06	0,16	0,03	0,10	0,02	0,07	0,02	0,06
	2	5,88	0,14	0,82	0,09	0,53	0,06	0,34	0,04	0,24	0,03	0,20
	3	7,95	0,18	1,42	0,16	1,29	0,13	1,03	0,10	0,78	0,08	0,66
	4	8,82	0,17	1,51	0,18	1,57	0,18	1,59	0,16	1,45	0,15	1,31
<b>trottoir</b>	Tr1	0,18	0,043	0,008	0,021	0,004	0,011	0,002	0,008	0,001	0,009	0,002
	Tr2	0,36	0,29	0,10	0,22	0,08	0,15	0,06	0,11	0,04	0,09	0,03
	TPC	0,12	0,29	0,04	0,22	0,03	0,15	0,02	0,11	0,01	0,09	0,01
<b>Bc</b>	1	4,07	0,09	0,36	0,05	0,21	0,03	0,13	0,02	0,09	0,02	0,08
	2	7,51	0,13	0,98	0,08	0,63	0,05	0,40	0,04	0,28	0,03	0,23
	3	9,78	0,17	1,64	0,16	1,52	0,13	1,30	0,10	1,00	0,09	0,85
	4	11,00	0,16	1,75	0,17	1,89	0,18	2,00	0,17	1,86	0,15	1,70
<b>Bt</b>	1tan	2,47	0,13	0,32	0,06	0,14	0,04	0,09	0,03	0,06	0,02	0,05
	2tan	4,96	0,14	0,70	0,14	0,71	0,18	0,92	0,19	0,95	0,18	0,89
<b>Mc120</b>		7,71	0,21	1,59	0,27	2,07	0,28	2,19	0,29	2,20	0,27	2,06
<b>D240</b>		12,89	0,20	2,61	0,28	3,59	0,34	4,34	0,29	3,70	0,26	3,30

Tableau.7.18

## 7.4- Calcul de la poutre la plus sollicitée :

### 7.4.1- combinaisons pour le moment fléchissant :

Combinaison	Moment à mi travée (t.m)				
	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
<b>ELS</b>					
<b>G+1,2 (A(l) +ST)</b>	618.51	620.622	601.746	628.59	623.454
<b>G+1,2 (Bc+ST)</b>	575.826	576.414	567.786	585.534	582.378
<b>G+Mc120</b>	514,769	538,067	551,874	548,422	555,325
<b>G+D240</b>	572,310	612,504	<b>638,838</b>	636,066	637,838
<b>ELU</b>					
<b>1,35G+1,6(A(l) +ST)</b>	831.677	834.493	809.325	845.117	838.269
<b>1,35G+1,6(Bc+ST)</b>	774.765	775.549	764.045	787.709	783.502
<b>1,35G+1,35Mc120</b>	694,565	726,379	744,995	740,603	749,922
<b>1,35G+1,35D240</b>	771,870	827,068	<b>862,431</b>	858,876	861,758

**Tableau.7.19**

Le moment le plus défavorable est obtenu sous la combinaison suivante :

ELU: 1,35G+1,35D240

**Mmax = 862.431 t.m**

ELS: G+D240

**Mmax =638.838 t.m .**

### 7.4.2- Combinaisons pour l'effort tranchant:

Combinaison	Effort tranchant (t.m)				
	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
<b>ELS</b>					
<b>G+1,2 (A(l) +ST)</b>	55,484	55,832	56,06	55,616	55,34
<b>G+1,2 (Bc+ST)</b>	53,924	54,884	55,856	55,472	55,088
<b>G+ Mc120</b>	54,143	55,102	55,208	55,208	54,676
<b>G+D240</b>	56,332	58,921	<b>60,864</b>	58,706	57,842
<b>ELU</b>					
<b>1,35G+1,6(A(l) +ST)</b>	74,842	75,306	75,61	75,018	74,65
<b>1,35G+1,6(Bc+ST)</b>	72,762	74,042	75,434	74,826	74,314
<b>1,35G+1,35Mc120</b>	73,089	74,412	74,601	74,547	73,737
<b>1,35G+1,35D240</b>	76,14	79,4475	<b>82,256</b>	79,299	78,0975

**Tableau7.20**

L'effort tranchant le plus défavorable est obtenu sous la combinaison suivante :

**ELU:** 1,35G+1,35D240

$$\mathbf{T_{max} = 82.256 \text{ t}}$$

**ELS:** G+D240

$$\mathbf{T_{max} = 60.864 \text{ t}}$$

## - Introduction :

La précontrainte est une technique de construction actuellement universellement appliquée. C'est une technique peu ancienne, elle remonte aux années 1932 où le mot précontraint est inventé.

Le béton précontraint est né car le béton est devenu 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.

Donc on construit en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. 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 (ou, en abrégé, la précontrainte).

### 8.1- Définition de la précontrainte :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

Il existe deux procédés dans la technique de la précontrainte dans les ponts à poutres sous chaussée, ces deux méthodes se différencient dans la mise en tension des aciers de précontraintes :

- la pré-tension : ce type consiste à la mise en tension des câbles de précontraintes avant le coulage du béton par l'utilisation des bancs de fabrication, dans ce procédé on peut atteindre des travées de 25m,

- la post-tension : c'est la mise en tension après que le béton soit coulé et durcis, on peut atteindre des travées jusqu'à 50m.

Comme la conception de notre pont est basée sur des travées de 33.4m donc le procédé utilisé est la précontrainte par post-tension.

#### 8.1.1- Définition de la précontrainte par post-tension:

La précontrainte par post-tension s'applique sur des structures dont le béton a déjà durci. Les forces de précontrainte sont alors généralement créées par des câbles enfilés dans des gaines circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même.

Une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de ciment pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

### 8.1.2- Mode de réalisation des poutres :

Pour réaliser une poutre en béton précontrainte, on suit les étapes suivantes :

- la mise en place du coffrage.
- la mise en place des armatures passives.
- mise en place et fixation des gaines sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- la mise en place des plaques d'appui et des frettages adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement futur des ancrages.
- le coulage du béton : cette manipulation doit être conduite avec le plus grand soin de manière à obtenir un béton de très bonne Qualité.
- le durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum pour autoriser la mise en tension des câbles.
- pendant le durcissement du béton on fait enfilé les torons dans les gaines, l'enfilage se fait toron par toron, on précède alors par poussage à l'intérieure de la gaine.
- la mise en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons.

### 8.1.3- Calcul de la précontrainte :

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- Phase de mise en tension :

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension, complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- Variation dans le temps de la tension dans le câble :

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

### 8.1.4- Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

### 8.1.5- mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles.

#### - la mise en tension des deux familles de précontrainte :

Après avoir vérifié sur une épreuve d'information que le béton a atteint sa résistance requise, on entame la mise en tension des câbles de précontraint à 50 %, les câbles sont mis en tension à jeune âge pour limiter le risque de fissuration dû au retrait du béton.

#### - la mise en tension de la première famille de précontrainte :

C'est la mise en tension à 100 % des câbles de l'about, cette opération est menée de la même façon que la première et nécessite les mêmes précautions.

Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de  $0,9 f_{c28min}$ .

### 8.1.6- Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

### 8.1.7- Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence entre l'acier et le béton, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment. Ce dernier permet aussi d'assurer la protection de l'acier contre la corrosion et par conséquent une bonne transmission de contraintes.

Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

Le coulis de ciment est composé :

- Ciment classe CPA 55.
- Eau dosé à 35% du poids du ciment.
- Plastifiant éventuel (2% de SIKA par exemple).

Avant l'injection du coulis de ciment les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements ;

- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement ;
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

### 8.1.8- cachetage :

C'est l'opération qui assure la protection et l'étanchéité au niveau des enclaves. Cette opération se fait par :

- soit un cachetage en béton, armé par des aciers laissés en attente, le confinement du coulis pendant cette opération étant alors assuré par un capot provisoire ;
- soit en utilisant un capot métallique injecté de coulis en même temps que les conduites.

### 8.1.9- Manutention :

Dès que l'opération de mise en tension des câbles est terminée, la poutre peut être déplacée de son coffrage pour permettre la fabrication d'autres poutres. Pendant cette phase toutes les précautions doivent être prises pour garantir la stabilité des poutres au déversement ou au basculement.

Sur l'aire de stockage, les poutres reposent sur des longrines en béton armé équipées d'une cale de bois dur ou d'un feuillet de caoutchouc. Ces procédés protègent les poutres jusqu'à ce qu'elles seront transportées et mises en place dans leurs positions définitives.

## 8.2- Dimensionnement de la précontrainte :

### 8.2.1- Calcul du nombre de câbles :

#### - Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi travée :

- Section nette :  $B = 9483,85 \text{ cm}^2 = 0.9484 \text{ m}^2$
- $V' = 119.959 \text{ cm} = 1.199 \text{ m}$
- $V = 55.042 \text{ cm} = 0.55 \text{ m}$
- $IG = 27496765.64 \text{ cm}^4 = 0.27497 \text{ m}^4$
- $\rho = 43.91\%$
- $d' \geq 2 \emptyset$  donc  $d' = 20 \text{ cm}$
- $h = 175 \text{ cm} = 1.75 \text{ m}$

#### Données :

$F_{peg}$  : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1660MPa.

$F_{prg}$  : Contrainte maximale de rupture garantie = 1860 MPA.

Diamètre de la gaine  $\varnothing=8.8$  cm

$M_{\max} = 638.84$  t.m= $6.388$ Mn.m

$M_{\min} = 419.85$  t.m= $4.1985$  Mn.m

$\Delta M = 218.99$  t.m= $2.189$  Mn.m

$A_p=1800$  mm<sup>2</sup>= $1800 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>

- Calcul de  $C'$ ,  $C$ ,  $d'$  :

- $C' = \rho \times V' = 0.4391 \times 1.199 = 0.526$  m
- $C = \rho \times V = 0.4391 \times 0.55 = 0.242$  m
- $d' = 1.5 \times \varnothing = 1.5 \times 0.088 = 0.132$  m avec :  $\varnothing$  gaine= 8.8 cm.
- $e_0 = -(v' - d') = -(1.199 - 0.132) = -1.067$  m

-les contraintes limites :

$\sigma_m = -ft_{28} = -(0.6 + 0.06fc_{28}) = -2.7$  MPA

$\sigma_M = -1.5 \times ft_{28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05$  MPA

La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + B_n \times \sigma_m \\ P_{II} = \frac{\sigma_m \times \frac{l}{V'} + M_{\max}}{C + V' + d'} \end{cases}$$

- Si  $P_{\min} = P_I$  : le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage, section sous critique.
- Si  $P_{\min} = P_{II}$  : le fuseau de passage a une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, section sur critique.

Par l'application numérique on trouve :

$$\begin{cases} P_I = \frac{2.189}{0.4391 \times 1.75} + 0.9484 \times (-2.7) = 0.86 \text{ MN} \\ P_{II} = \frac{(-2.7) \times \frac{0.27}{1.199} + 6.388}{0.242 + 1.199 - 0.132} = 6.06 \text{ MN} \end{cases}$$

$P_{II} > P_I$  Alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II}) = 6.06 \text{ MN.}$$

- détermination du nombre de câbles :

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.8 \times f_{\text{prg}} \times A_p \\ 0.9 \times f_{\text{peg}} \times A_p \end{cases}$$

$$P_0 = \min \begin{cases} 2.6784 \text{ Mn} \\ 2.6892 \text{ Mn} \end{cases}$$

Donc  $P_0 = 2.6784 \text{ Mn}$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de  $P_0$  :

$$\text{On aura : } P_{\text{min}} \leq 0.75n P_0 \Rightarrow n \geq \frac{6.06}{0.75 \times 2.6784} = 3.02$$

D'où :  $n = 3$  câbles de 12T15.

### 8.2.2- Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :

On estime les pertes à 25% de  $P_0$ , donc :

$$P_{\text{min}} = P_0 - \Delta P = 0.75P$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{En construction.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$P_{\text{min}} \times n \leq \sigma_{bc} \times B - \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

$$0.75 \times 2.678 \times 3 \leq 21 \times 0.9484 - \frac{2.63}{0.4391 \times 1.75}$$

$$6.0255 \leq 16.49 \quad \text{c'est vérifié.}$$

### 8.2.3- Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle.

Valeurs caractéristiques de la précontrainte:

La précontrainte est représenté principalement par trois valeurs:

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 D P_0$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 D P_0$$

$$P_m = P_0 - D P_0$$

On estime les pertes instantanées à 10% de  $p_0$

La valeur probable de la précontrainte:  $P_m = 0.9 \times P_0$

$$D'ou : P_m = 0.9 \times 2.6784 = \mathbf{2.411 \text{ Mn.}}$$

Dans cette phase, la poutre est soumise à son poids propre seul, le moment maximal est donné à mi travée:

$$M_{\text{poutre}} = 210.08 \text{ t.m} = 2.10 \text{ Mn.}$$

Les caractéristiques de la poutre seule à mi- travée :

$$B_{\text{nette}} = 4852.6 \text{ cm}^2 = 0.485 \text{ m}^2$$

$$V' = 84.129 \text{ cm} = 0.84 \text{ m}$$

$$V = 65.871 \text{ cm} = 0.659 \text{ m}$$

$$I_G = 13814817.33 \text{ cm}^4 = 0.13814 \text{ m}^4$$

$$\rho = 51.37\%$$

$$e_0 = - (v' - d') = - (0.84 - 0.132) = -0.708 \text{ m}$$

Pour déterminé le nombre de câble à l'about on doit vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieur et inférieur.

Soit la vérification des deux inégalités:

$$\text{- Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\text{- Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} \geq \sigma_{\text{bc}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \cdot V}{I_g} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_g} \right) \geq \sigma_{\text{bt}} = -1.5 f_{tj} \quad (\text{BPEL 91}) \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \cdot V'}{I_g} - P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{I_g} \right) \leq \sigma_{\text{bc}} = 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 10.02 + P(-1.32) \geq -4.05 \\ \sigma_{\text{inf}} = -12.77 + P(6.37) \leq 21 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} \rightarrow P = 10.66 \text{ MN.} \\ \sigma_{\text{inf}} \rightarrow P = 5.3 \text{ MN.} \end{cases}$$

Donc :  $P = 5.3 \text{ MN}$  et  $P_0 = 2.6784 \text{ MN}$ .

$$N = P / P_0 = 1.98$$

Donc on place **2 de 12T15** câbles à l'about.

• Pour le cas des poutres préfabriquées par post tension, les pertes sont données par l'expression suivante :

$$P(x, t) = 1,02 P_0 - 0,80 \Delta P_0(x, t) \quad (\text{BPEL 91})$$

### 8.2.4- Vérification des contraintes normales :

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

#### • Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est **50 %**.

- Les pertes considérées sont de **10 %**.

$$f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log(7+1) = 21.65 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\max} = 13 \text{ MPA} \quad (\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}) \text{ en construction.}$$

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

#### • Deuxième étape :

La mise en tension des câbles est de **100 %** à 28 jours.

Les pertes considérées sont de **25 %**.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\max} = 21 \text{ MPA}$$

#### • Troisième étape :

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

- Efforts dus à la deuxième phase.

- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

#### • Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du troisième câble est faite à **100 %**.

- Les pertes considérées sont de **30 %**.

-  $f_{cj} = 35 \text{ MPA}$

-  $\sigma_{\max} = 17.5 \text{ MPa}$  ( $\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj}$ ) en exploitation la combinaison quasi permanente.

• **Cinquième étape :**

L'ouvrage est en service.

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.

- Les pertes considérées sont de 30 %.

-  $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ .

-  $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$ . ( $\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$ ) en exploitation la combinaison est fréquente.

• **Vérification :**

Pour chaque étape on fait vérifier les contraintes par la relation suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M) \geq -1,5 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

**Tableau des vérifications des contraintes normales**

Désignation	étape 1	étape 2	étape 3	étape 4	étape 5
$P_0$ (MN)/câble	1.20	2.00	2.00	1.87	1.87
$P = P_0 n$ (MN)	2.40	4.00	4.00	5.61	5.61
$M_p = P e_0$ (MN.m)	-1.69	-2.83	-2.83	-3.97	-3.97
$M$ (MN.m)	2.101	2.101	3.4694	3.4694	8.179
$V$ (m)	0.659	0.659	0.659	0.550	0.550
$v'$ (m)	-0.84	-0.84	-0.84	-1.199	-1.199
$e_0$ (m)	-0.708	-0.708	-0.708	-1.067	-1.067
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	0.4497	0.4497	0.4497	1.5440	1.5440
$B_n$ (m <sup>2</sup> )	0.4853	0.4853	0.4853	0.9484	0.9484
$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	5.55	7.17	9.18	5.74	7.41
$\sigma_{bt}$ (MPa)	-2.98	-4.05	-4.05	-2.7	-4.05
$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	4.95	6.88	9.44	5.91	9.18
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13	21	21	17.5	21
<b>Vérification</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**Tableau.8.1**

### 8.3- Disposition constructive des câbles :

#### 8.3.1- principe de positionnement des câbles :

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

- **Zone d'about :**

On dispose les deux câbles de telle sorte que le centre de gravité des (02) câbles ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

- **Zone centrale :**

Où tous les câbles sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

- **Zone intermédiaire :**

Où zone de relevage, où les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about. Positionnement des câbles : généralement le maximum des câbles est placé à l'about tout en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est un avantage en point de vue économique et réalisation).

À l'about on prendra un espacement de 50cm entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

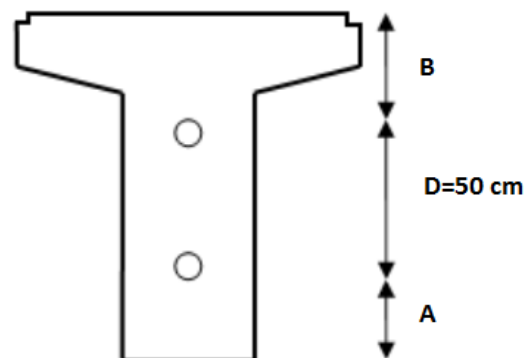


Fig.8.1. schéma des câbles à l'about

- **section d'about :**

$$\sum M_{\text{Fibre inférieure}} = 0.$$

Les conditions par le document SETRA sont :

$$A \geq 16.5 \text{ cm} \quad B \geq 16.5 \text{ cm} \quad D \geq 28 \text{ cm}$$

On prend une distance entre câbles égale à 50cm. ( $D = 50 \text{ cm}$ ).

$$\sum M_{\text{Fibre inférieure}} = 0 \text{ donc :}$$

$$(P_1 + P_2) V' = P_1 \cdot (D + A) + P_2 \cdot A$$

Avec:  $D = 50 \text{ cm}$ .

$$P_1 = P_2 = P$$

$$V' = 80,693 \text{ cm} = 0.81 \text{ m}$$

$$2 \times P \times 0.81 = P \times (0.5 + A) + P \times A$$

$$2 \times A = 1.12 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } A = 0.56 \text{ m.}$$

$$A + D + B = 1.5 \text{ m.}$$

$$B = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A=56 \text{ cm} \\ B=44 \text{ cm} \\ D=50 \text{ cm} \end{cases}$$

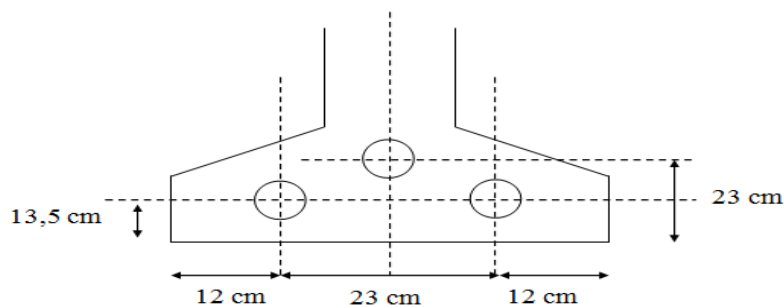
**Remarque:** A mi- travée, le moment est maximum, donc l'excentricité des câbles doit être aussi maximale et négative.

### - section médiane :

En respectant la distance de  $\Phi$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

$$d1=1.5\Phi=1.5\times 8.8=13.2 \text{ cm}$$

$$d2=d1+\Phi=13.2+8.8=22 \text{ cm}$$



**Fig.8.2. schéma des câbles à mi travée**

### 8.3.2- Tracé des câbles : (angles de relevages) :

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit  $\alpha$  l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$Y' = 2ax + b ; \quad Tg\alpha(x) = \frac{dY}{dX} = 2ax + b$$

#### • Câble n°1 : câble de dessous :

$$Y1 = A1x^2 + B1x + C1$$

$$X = 0 \Rightarrow Y1 = C1 = 0,81 - 0,25 = 0,56m \quad \dots(1)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y1 = 0,135 = A1 (16,7)^2 + B1 (16,7) + 0,56 \quad \dots(2)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y1' = 2 A1 (16,7) + B1 = 0 \Rightarrow A1 = - B1 / 33.4 \quad \dots(3)$$

En remplaçant A1 dans l'équation (2) on a :

$$16.7^2 \times (B1/33.4) + 16.7 \times B1 = -0.425$$

$$\Rightarrow B1 = - 0,051$$

D'où :  $A1 = 1.53 \times 10^{-3}$

Donc :  $Y1 = 1.53 \times 10^{-3} X^2 - 0.051 X + 0.56$

$Y1' = 3.06 \times 10^{-3} X - 0.051$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$
0.00	0,560	2.92	0.998
0.5	0,535	2.81	0.998
2	0,464	2.58	0.998
4	0,380	2.23	0.999
5	0,343	2.06	0.9993
6	0,309	1.89	0.9994
8	0,250	1.55	0.9996
8.35	0,241	1.43	0.9996
10	0,203	1.15	0.9997
12	0,168	0.8	0.9999
14	0,146	0.46	0.9999
16	0,136	0.11	0.9999
16.7	0,135	0.0058	0.9999

**Tableau.8.1**

• **Câble n°2** : câble de dessus

$Y2 = A2x^2 + B2x + C2$

$X = 0 \Rightarrow Y2 = C2 = 0.81 + 0.25 = 1.06 \text{ m}$  .....(1)

$X = 16.7 \Rightarrow Y2 = 0.135 = A2 (16.7)^2 + B2 (16.7) + 1.06$  .....(2)

$X = 16.7 \Rightarrow Y2' = 2 A2 (16.7) + B2 = 0 \Rightarrow A2 = - B2 / 33.4$  .....(3)

En remplaçant A1 dans l'équation (2) on a :

$16.7^2 \times (B1/33.4) + 16.7 \times B1 = -0.925$

$\Rightarrow B2 = -0.111$

D'où :  $A2 = 3.32 \times 10^{-3}$

Donc :  $Y2 = 3.32 \times 10^{-3} X^2 - 0.111 X + 1.06$

$Y2' = 6.64 \times 10^{-3} X - 0.111$

Les abscisses et les angles en tous points du câble n°2 sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$
<b>0.00</b>	1.060	6.33	0.99390
<b>0.5</b>	1.005	6.32	0.99392
<b>2</b>	0.851	6.26	0.99404
<b>4</b>	0.669	6.18	0.99419
<b>5</b>	0.588	6.15	0.99424
<b>6</b>	0.514	6.1	0.99434
<b>8</b>	0.384	6.03	0.99447
<b>8.35</b>	0.365	6.02	0.99448
<b>10</b>	0.282	5.96	0.99459
<b>12</b>	0.206	5.88	0.94474
<b>14</b>	0.157	5.81	0.99486
<b>16</b>	0.134	5.73	0.99486
<b>16.7</b>	0.132	5.7	0.99505

Tableau.8.2

● **câble n°3** : câble sortant de l'extrados :

Pour la mise en place du vérin. Le câble à l'extrados a une inclinaison de  $\alpha = 24^\circ$  (standard). le câble présente une partie courbe parabolique et une autre intermédiaire rectiligne d'une longueur de 2m

$$Y_3 = A_3 X^2 + B_3 X + C_3$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1.5 \text{ m} \quad \dots (1)$$

$$X = 10.7 \Rightarrow Y_3 = 0.23 = A_3 (10.7)^2 + B_3 (10.7) + 1.5 \quad \dots (2)$$

$$X = 10.7 \Rightarrow Y'_3 = 2 A_3 (10.7) + B_3 = 0 \Rightarrow A_3 = - B_3 / 21.4 \quad \dots (3)$$

$$10.7 < X < 11.7 \Rightarrow Y_3 = \text{constant.}$$

En remplaçant  $A_3$  dans l'équation (2) on aura :

$$B_3 = -0.237 \text{ D'où : } A_3 = 0.0119$$

$$Y_3 = 0.0119 X^2 - 0.237 X + 1.5$$

$$Y'_3 = 0.0238 X - 0.237$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble n°3 sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$
<b>0.00</b>	1.500	13.33	0.97305
<b>0.5</b>	1.384	12.69	0.97557
<b>2</b>	1.074	10.72	0.98255
<b>3.35</b>	0.840	8.94	0.98785
<b>4</b>	0.742	8.1	0.99002
<b>6</b>	0.506	5.38	0.99559
<b>8</b>	0.366	2.67	0.99891
<b>10</b>	0.320	0.057	0.99999
<b>10.7</b>	0.327	1.01	0.99984
<b>11.7</b>	0.356	2.38	0.99914

Tableau.8.3

## 8.4- Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections :

### 8.4.1-Caractéristiques géométriques nettes :

$$B_n = B_{br} - nB(\phi) \text{ Avec } B(\phi) = \frac{\pi \phi^2}{4} : \begin{cases} n : \text{nombre de trous} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\phi)}{B_{net}} \text{ Et } v_{net} = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} + B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n v_n B_n}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux et respectivement la poutre seule et la poutre plus dalle.

### Caractéristiques géométriques nettes de la poutre seule

$X_i$ caractéristique	0	L/4	L/2
<b><math>B_n</math> (m<sup>2</sup>)</b>	0.784	0.796	0.496
<b><math>v'_n</math> (m)</b>	0.837	0.858	0.862
<b><math>v_n</math> (m)</b>	0.663	0.642	0.638
<b><math>I_n</math> (m<sup>4</sup>)</b>	0.165	0.134	0.131
<b><math>\rho_{net}</math></b>	0.379	0.491	0.482

Tableau.8.4

### Caractéristiques géométriques nettes de la poutre avec hourdis

Xi caractéristique	0	L/4	L/2
<b>B<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	1.602	0.983	0.983
<b>v'<sub>n</sub> (m)</b>	1.107	1.214	1.215
<b>v<sub>n</sub> (m)</b>	0.643	0.536	0.535
<b>I<sub>n</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.338	0.263	0.259
<b>ρ<sub>net</sub></b>	0.296	0.412	0.406

**Tableau.8.5**

#### 8.4.2- Caractéristiques géométriques homogènes :

$$B_h = B_n + K \cdot n \cdot A_p \quad \text{Avec : } K = \frac{E_p}{E_c} = 5 \text{ . coefficient d'équivalence instantané.}$$

$n$  : Nombre de trous.

$A_p$  : Section des câbles.

$$v'_h = \frac{B_n v'_n + 5 A_p \cdot \sum y_i}{B_h} \quad \text{Et} \quad v_h = h - v'_h$$

$$I_h = I_n + B_n (v'_h - v'_n)^2 + 5 \sum (v'_h - y_i)^2 A_p$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{v'_h \cdot v_h \cdot B_h}$$

### Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre avec hourdis

Xi caractéristique	0	L/4	L/2
<b>B<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	1.629	1.010	1.010
<b>v'<sub>n</sub> (m)</b>	1.097	1.19	1.185
<b>v<sub>n</sub> (m)</b>	0.653	0.56	0.563
<b>I<sub>n</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.351	0.285	0.288
<b>ρ<sub>h</sub></b>	0.301	0.423	0.427

**Tableau.8.6**

#### 8.5- Calcul des pertes :

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

• **Les pertes instantanées :**

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

• **Les pertes différées :**

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

**8.5.1- Pertes instantanées :**

**a- Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:**

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \phi l)}). \quad (\text{B.P.E.L})$$

$\alpha$ : L'angle de relevage du câble en rad.

$l$ : Longueur en courbe des câbles.

$f$ : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0.2/\text{rad}$ . (ALGA).

$\phi$ : Perte relative de tension par mètre, tel que  $\phi = 0.002/\text{m}$ . (ALGA).

$\sigma_{p0}$ : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPA}$ . ( $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}$ )

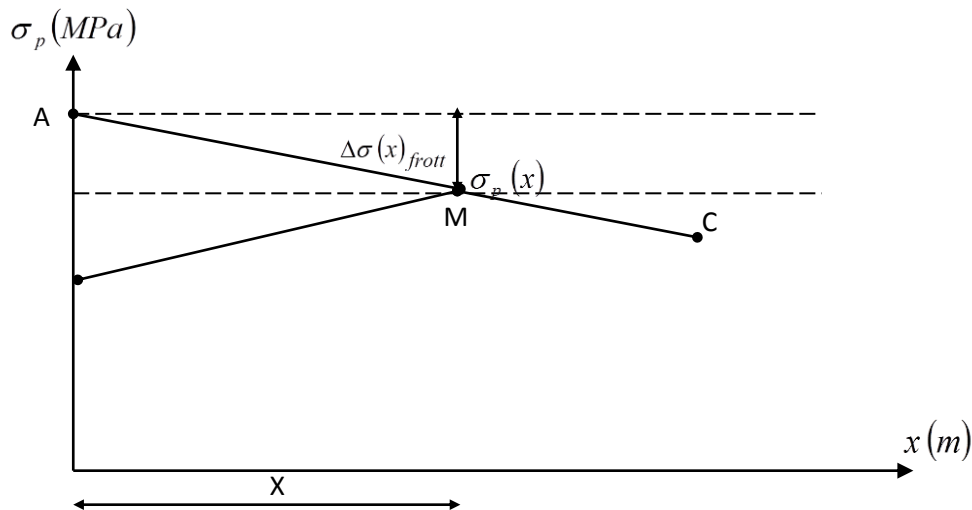
Section	N° câble	L	$\alpha$ (rad)	$f\alpha + \phi l$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{f\text{moy}}$ (MPa)
0.25L	1	8.3571	0.025	0.022	31.962	43.553
	2	8.3816	0.105	0.038	55.144	
	3	3.4153	0.038	0.014	21.319	21.319
0.5L	1	16.7081	0.0185	0.037	54.217	67.194
	2	16.7361	0.0995	0.053	77.336	
	3	11.7925	0.159	0.055	80.172	80.172

**Tableau.8.7**

### b- Pertes dues au recul à l'ancrage :

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance «  $x$  » à partir de laquelle les pertes s'annulent.



**Fig.8.3. Pertes par glissement**

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p_0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec :

- $g$  : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après **ALGA**.
- $E_A$  : module d'élasticité de l'acier = 200000 MPA.
- $L$  : longueur du câble.
- $\sigma_{p_0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p_0} = 1488$  MPA.

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_{p_0} \left( f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) x$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul} \left( 1 - \frac{X_i}{X} \right)$$

N° Câble	L(m)	$\alpha$ (rad)	$f(\alpha/l)+\varphi$	X (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 0L (MPA)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à L/4 (MPA)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à L/2 (MPA)
01	33.410	0.019	0.002	19.55	122.78	122.78	70,33	17.88
02	33.470	0.100	0.003	17.63	136.13	136.13	71,66	7.18
03	23.580	0.159	0.003	15.52	154.65	0.00	71,44	11.77

Tableau.8.8

X1.  $2.3 > L/2$ . Il est préférable de ne tendre l'armature que par une seule extrémité car on obtient ainsi des tensions plus élevées. mais en pratique on alterne l'ancrage actif d'un coté à l'autre d'où une tension moyenne constante.

### c- Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension. ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble. il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment.

Ces pertes sont exprimées comme suit :

#### • Effet de la 1ère famille sur elle-même :

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{rac}} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}} \cdot \Delta\sigma_{c_j}$$

$$J = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \rightarrow E_{i28} = 36000 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{c_j} = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot ep_1 + nAp \left[ \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_g \right] \left[ \frac{e_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

Avec :

$E_p$ : Module de Young.

$Eb_{ij}$ : module d'élasticité longitudinale instantanée du béton.

$n$  : Nombre de câbles tirés.

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

$$M_g(x) = g_p \cdot \left( \frac{l-x}{2} \right) x \quad \text{Avec } g_p = 1,601 \text{ t/ml}$$

$$e_{pi} = -v^2 + y1$$

$$n = 2 \text{ câbles}$$

$$F_{c28} = 35 \text{ Mpa.}$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPA.}$$

$$A_p = 1800 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$X = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_{pg})$$

section	0L	L/4	L/2
I (m <sup>4</sup> )	0.645053	0.499677	0.499677
B (cm <sup>2</sup> )	0.77919	0.48526	0.48526
e <sub>pi</sub> (m)	0	-0.54	-0.71
Mg (MN,m)	0	1,6744	2,2325
X (MPA)	1617.455	1377.253	1405.525
Δσ <sub>cj</sub> à 28 jours	7,473	11,301	18,704
(Δσ <sub>p</sub> ) <sub>rac</sub>	10,408	15,740	26,050

Tableau.8.9

• Effet de la 2ème famille sur elle-même :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E b_{ij}} \Delta\sigma_{cj}$$

$$j = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \rightarrow E b_{i28} = 36000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{cj} = M_g^{p+d} \cdot e_{p_2} + n \cdot A_p \left[ \sigma_{p_0} - (\Delta\sigma_p)_g - (\Delta\sigma_p)_f \right] \left[ \frac{e_{p_2}}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

$$g = g_{poutre} + g_{dalle} = 2,64 \text{ t/ml}$$

$$M_g^{p+d} = g \cdot \left( \frac{l-x}{2} \right) x$$

section	0L	L/4	L/2
I (m <sup>4</sup> )	0.645053	0.499677	0.499677
B (cm <sup>2</sup> )	0.77919	0.48526	0.48526
e <sub>pi</sub> (m)	0	-0.4713	-0.6113
Mg (MN,m)	0	2,7610	3.6813
(Δσ <sub>p</sub> ) <sub>rac</sub>	0	15.23	49.97

Tableau.8.10

• Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = \frac{M_g}{I_n} \cdot e' \cdot \frac{E_p}{E b_{i28}}$$

$$g = g_{dalle} = 1,043 \text{ t/ml}$$

$$M_g = g \left( \frac{l-x}{2} \right) \cdot x$$

$$j = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \rightarrow Eb_{i28} = 36000 \text{ MPa}$$

$$e' = -V'(PS) + y_1$$

$$Ep = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

section	0L	L/4	L/2
$M_d$	0	1,091	1,454
$e'$	-0.27	-0.88	-1.08
$(\Delta\sigma_p)_{rac}$	0	-11,861	-19,400

Tableau.8.11

• Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = K \cdot \frac{Ep}{Eb_{ij}} \left[ n \cdot Ap \cdot \Delta\sigma_{cj} \left( \frac{1}{B_n} + \frac{ep_1 \cdot ep_2}{I_n} \right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \sigma_{p_0} - (\Delta\sigma_{f_2} + \Delta\sigma_{g_2} + \Delta\sigma_r)$$

$$K = 1$$

$$Eb_{ij} = Eb_{i28} = 36000 \text{ Mpa} \quad (j = 56^{\text{ème}} \text{ jour})$$

section	0L	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (Mpa)	0	36.142	70.575
$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (Mpa)	129.455	69.945	12.53
$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (Mpa)	11,085	16,872	17,590
$B$ (cm <sup>2</sup> )	0.77919	0.48526	0.48526
$e_{(1+2)}$ (m)	0.5	-0.126	0
$e_3$ (m)	0	-0.489	0.61
$I$ (m <sup>4</sup> )	0.645053	0.499677	0.499677
$\Delta\sigma_{cj}$	1347,46	1365,041	1387,305
$(\Delta\sigma_p)_{rac}$	17,293	29,813	28,589

Tableau.8.12

• Effet des compléments sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

$$M_c = g_c \cdot \left( \frac{l-x}{2} \right) x$$

$$g_c = g_T - (g_p + g_d) = 0,56 \text{ t/ml}$$

$$E_{b_j} = Eb_{i28}$$

section	0L	L/4	L/2
M <sub>c</sub>	0	0.586	0.781
e	0	-0.54	-0.71
(Δσ <sub>p</sub> ) <sub>rac</sub>	0	-3,909	-6,850

Tableau.8.13

- Effet des compléments sur la 2<sup>ème</sup> famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e \cdot \frac{Ep}{Eb_{i28}}$$

section	0L	L/4	L/2
M <sub>c</sub>	0	0.586	0.781
e	0	-0.4713	-0.6113
(Δσ <sub>p</sub> ) <sub>rac</sub>	0	-3,412	-5,898

Tableau.8.14

### Tableau récapitulatif des pertes instantanées

Positions		0	L/4	L/2
<b>Câble d'about</b>	raccourcissement	10.408	-0.03	-0.2
	frottement	0	43.513	67.194
	recul	129.455	70.995	12.53
	Total	139.86	114.48	79.52
<b>Câble à l'extrados</b>	raccourcissement	0	11.82	44.07
	frottement	0	21.319	80.172
	recul	0	71.44	11.77
	Total	0	104.58	136.012

Tableau.8.15

### 8.5.2- Pertes différées :

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure sera précontrainte. Elles résultent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes ces pertes sont réparties comme suit :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des armatures.
- Pertes par fluage du béton.

#### a- Pertes par retrait du béton :

C'est un raccourcissement naturel due essentiellement à l'évaporation de l'excédent d'eau de gâchage ce qui engendre de légères déformations dans le béton.

Les pertes par retrait sont données par la formule du BPEL :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p \quad [Mpa]$$

Avec :

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

$$r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad [cm]$$

$$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4} \text{ (Nord d'Algérie).}$$

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$t_0$  : Le jour de la mise en tension.

1<sup>ère</sup> famille : j = 7 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre :

Section	0L	L/4	L/2
$r_m$ (cm)	18,16	11,17	11,17
$r(t_0)$	0,041	0,065	0,065
$(\Delta\sigma_p)_r$ (MPa)	57,536	56,094	56,094

**Tableau.8.16**

1<sup>ère</sup> famille : j = 28 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre :

Section	0L	L/4	L/2
$r_m$ (cm)	18,16	11,17	11,17
$r(t_0)$	0,146	0,218	0,218
$(\Delta\sigma_p)_r$ (MPa)	51,224	46,929	46,929

**Tableau.8.17**

2<sup>ème</sup> famille : j = 28 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre et la dalle :

Section	0L	L/4	L/2
$r_m$ (cm)	14,22	10,85	10,85
$r$ ( $t_0$ )	0,180	0,223	0,223
$(\Delta\sigma_p)_r$ (MPa)	0	46,630	46,630

Tableau.8.18

**b- Pertes par relaxation des armatures :**

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

La perte par relaxation est donnée par la formule :

$$(\Delta\sigma_p)_\rho = 0,06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{p_i}(x) \quad (\text{BPEL91}).$$

Avec :

$\mu_0$  coefficient égale à :

{	0,30 pour les armatures à relaxation normale.
	0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
	0,35 pour les autres armatures.

$$\mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

$$\mu_0 = 0,43 \quad (\text{TBR})$$

$$\rho_{1000} = 2,5$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p_i} = \Delta\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_i \quad \text{Avec} \quad \Delta\sigma_i : \text{la contrainte totale instantanée.}$$

$$\Delta\sigma_{p_0} = 1488 \text{ MPa}$$

**1<sup>ère</sup> famille:**

Section	0L	L/4	L/2
$\sigma_{p_i}(x)$	1348,14	1373,52	1408,48
$\mu$	0,7248	0,7385	0,7572
$(\Delta\sigma_p)_\rho(x)$	59,616	63,550	69,138

Tableau.8.19

**2<sup>ème</sup> famille :**

Section	0L	L/4	L/2
$\sigma_{p_i}(x)$	0	1383,42	1351,988
$\mu$	0	0,7438	0,7269
$(\Delta\sigma_p)_\rho(x)$	0	65,112	60,206

Tableau.8.20

**c- Pertes par fluage :**

Le fluage est un phénomène de déformation du béton lorsqu'il est soumis à une contrainte maintenue de compression. Les câbles étant ancrés sur le béton subissent la même déformation donc diminution de leur tension.

Le BPEL propose la formule simplifiée permettant de calculer cette chute de tension :

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

$\sigma_p$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est obtenue à la mise en précontrainte.

● **1<sup>ère</sup> famille : (28<sup>ème</sup> jour) :**

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

section	0	L/4	L/2
$\sigma_M$	6,229	11,385	12,567
$\sigma_b$	12,457	13,626	11,539
$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	103,813	138,948	133,921

**Tableau.8.21**

● **2<sup>ème</sup> famille : (56<sup>ème</sup> jour) :**

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^{(p+d+e)}}{I_n} \cdot e_{n_2} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_2 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_2}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_2} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_2}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

section	0	L/4	L/2
$\sigma_M$	0	10,172	9,638
$\sigma_b$	0	5,568	3,117
$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	0	87,444	70,862

**Tableau.8.22**

**Tableau récapitulatif des pertes différées**

Positions		0	L/4	L/2
<b>Câble d'about</b>	Retrait	54.38	51.51	51.51
	relaxation	59,616	63,550	69,138
	fluage	103,813	138,948	133,921
	Total	217.81	254.01	254.569
<b>Câble à l'extrados</b>	Retrait	0	46,630	46,630
	relaxation	0	65,112	60,206
	fluage	0	87,444	70,862
	Total	0	199.186	177.698

**Tableau.8.23**

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

Position	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{ToT}$	357.67	672.256	587.82
% $\Delta\sigma_{ToT}$	19.23	18.07	15.8

**Tableau.8.24**

L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15.

## 9.1- Calcul justificatif des poutres :

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tous points de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{\min} \leq \sigma \leq \sigma_{\max}$$

### 9.1.1- Justification de la poutre a l'ELS :

#### a- Vis avis des contraintes normales :

On considère la section médiane.

La contrainte normale s'exerçant dans la section d'ordonnée « y » :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P.e + M) \frac{V}{I}$$

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées j<sup>ème</sup> jours après la mise en tension sont données par :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(j) \cdot \Delta\sigma_d$$

Avec :  $r(j) = \frac{j}{j + 9r_m}$

Phase de construction à vide :

$$P_1 = 0.5 \times (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta\sigma_p) \cdot n \cdot A_p$$

#### - Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L):

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques :

$$\sigma_{p1} = 1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta\sigma_j \quad (1)$$

$$\sigma_{p2} = 0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \Delta\sigma_j \quad (2)$$

$\Delta\sigma_j$  : somme des pertes à l'âge considéré.

$\sigma_{p0}$  : tension a l'origine.

#### Caractéristiques de la poutre à mi travée :

//	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	P (%)
<b>Poutre seule</b>	5108	84,129cm	65,871cm	13814817,33	51.37
<b>Poutre +hourdis</b>	9983	119,959cm	55,042cm	27496765, 64	43.91

**Tableau.9.1**

#### 1<sup>ère</sup> phase (7<sup>ème</sup> jour) :

La poutre est sur banc de préfabrication.

Les câbles 1 et 2 sont tirés au 7eme jour à 50% de p0.

Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées :

- Section résistante section nette de la poutre seule.

- Le moment du au poids propre de la poutre seule.

$$P_1 = 0.5 \times (1.02 \sigma_{p0} - 0.8(0.5 \Delta\sigma_p)) \cdot n \cdot A_p$$

$$P_1 = 2.67 \text{ MN}$$

$$M_{\text{poutre}} = 2.1 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_M = 0.6 f_{c7} = 13.908 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_m = -1.5 f_{t7} = -2.985 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma(y) = P_1/0.5108 + (P_1 (-0.708) + 2.1)(y)/0.138$$

$$5.23 + 1.52y = \begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.8413) = 3.95 \text{ Mpa} < 13.907 \text{ Mpa. Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.6587) = 6.23 \text{ Mpa} < 13.907 \text{ Mpa. Vérifiée.} \end{cases}$$

### 2<sup>ème</sup> phase (28<sup>ème</sup> jour) :

La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.

Les 2 câbles sont tirés à 100% de P0 ; et ils consomment 100% des pertes instantanées.

$$P_1 = \left( 1.02 \sigma_{p0} - 0.8(0.5 \Delta \sigma_p) \right) \cdot n \cdot A_p$$

$$P_1 = 5.34 \text{ MN.}$$

$$M_{\text{poutre}} = 2.1 \text{ MN.m.}$$

$$\begin{cases} \sigma_M = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa.} \\ \sigma_m = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma(y) = P_1/0.5108 + (P_1 (-0.708) + 2.1)(y)/0.138$$

$$10.45 - 12.18 y = \begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.8413) = 20.6 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.6587) = 2.43 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \end{cases}$$

### 3<sup>ème</sup> phase (30<sup>ème</sup> jour) :

La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.

Les câbles 1 et 2 consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées qui valent :

$$\Delta \sigma_{dg} = r(2) \cdot \Delta \sigma_d$$

$$\Delta \sigma_{dg} = r(2) \cdot \Delta \sigma_d$$

$$\Delta \sigma_{dg} = 0,0195 \times 254.57$$

$$\Delta \sigma_{dg} = 4.96 \text{ Mpa}$$

$$P_1 = \left( 1.02 \sigma_{p0} - 0.8(\Delta \sigma_{p \text{ inst}} + \Delta \sigma_{dg}) \right) \cdot n \cdot A_p$$

$$P_1 = 5.22 \text{ MN}$$

$$M_{p+d} = 3.21 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma(y) = P_1/0.5108 + (P_1 (-0.708) + 3.21)(y)/0.138$$

$$\sigma(y) = 10.22 - 3.28y = \begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.8413) = 13.18 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.6587) = 8.06 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \end{cases}$$

**4<sup>ème</sup> phase (56<sup>ème</sup> jour) :**

Après durcissement de la dalle le câble de l'extrados est tiré à 100% de  $p_0$  et consomment 100% des pertes instantanées, les câbles de l'about consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28) \cdot \Delta\sigma_d$$

Section résistante section nette de la poutre +dalle.

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28) \cdot \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_{dg} = 0,218 \times 254,57$$

$$\Delta\sigma_{dg} = 55,49 \text{ MPA}$$

$$P = (1,02 \sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{p \text{ inst}} + \Delta\sigma_{dg})) \cdot n \cdot A_p$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 5,04 \text{ MN.} \\ P_2 = 2,31 \text{ MN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 5,04 \text{ MN.} \\ P_2 = 2,31 \text{ MN.} \end{array} \right.$$

$$M_{p+d} = 3,21 \text{ MN.m}$$

$$\sigma(y) = (5,04 + 2,31) / 0,9983 + (5,04 (-1,067) + 2,31 (-0,708) + 3,21) (y) / 0,274968$$

$$\sigma(y) = 7,36 - 13,83 y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma(v') = \sigma(-1,1996) = 23,95 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. NonVérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0,55) = -0,25 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on ajoute un contre poids pour soulager la poutre.

On évalue la valeur du contre poids comme suit :

$$\sigma(V') + \frac{M_c}{I_n} V' \leq 21 \Leftrightarrow 23,95 + \frac{M_c}{0,274968} (-1,1996) \leq 21 \Leftrightarrow M_c \geq 0,68 \text{ MN.m}$$

On prend:  $M_c = 0,7 \text{ MN.m}$ .

$$\sigma(y) = (5,04 + 2,31) / 0,9983 + (5,04 (-1,067) + 2,31 (-0,708) + 3,21 + 0,7) (y) / 0,274968$$

$$\sigma(y) = 7,36 - 11,28 y \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma(v') = \sigma(-1,1996) = 20,78 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0,55) = 1,156 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. Vérifiée.} \end{array} \right.$$

**5<sup>ème</sup> phase (60<sup>ème</sup> jour) :**

Mise en place des éléments de tabliers.

Les câbles 1et2 consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg}=r(32).\Delta\sigma_{d1}$$

$$\Delta\sigma_{dg}=0,247 \times 254.57$$

$$\Delta\sigma_{dg}=62.88 \text{ Mpa.}$$

Le câble 3 consomme des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg}=r(4).\Delta\sigma_{d2}$$

$$\Delta\sigma_{dg}=0,039 \times 177.64$$

$$\Delta\sigma_{dg}=6.93 \text{ Mpa}$$

Section résistante poutre + dalle (caractéristiques nettes)

$$P_1 = \left( 1.02 \sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{p \text{ inst}} + \Delta\sigma_{dg}) \right) . n . A_p$$

$$\begin{cases} P_1 = 5.05 \text{ MN} \\ P_2 = 2.53 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$M_{GT} = 4.198 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma(v') = (5.05 + 2.53) / 0.9983 + (5.05 (-1.067) + 2.4 (-0.708) + 4.198) (y) / 0,274968$$

$$\sigma(y) = 7.59 - 10.51y$$

$$\begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-1.1996) = 20.19 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v - 0.2) = \sigma(0.35) = 3.91 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.55) = 1.81 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \end{cases}$$

### 6<sup>ème</sup> phase (en service) :

Mise en service de l'ouvrage, les câbles consomment la totalité des pertes :

- Section résistante : poutre +dalle (caractéristiques homogènes)
- Moment du au G + D240

**A vide :**

$$P_1 = \left( 1.02 \sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{p \text{ inst}} + \Delta\sigma_{p \text{ diff}}) \right) . n . A_p$$

$$\begin{cases} P_1 = 4.51 \text{ MN.} \\ P_2 = 2.28 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$M_G = 4.198 \text{ MN.m}$$

$$\sigma(v') = (4.51 + 2.28) / 1,232 + (4.51 (-1.067) + 2.28 \times (-0.708) + 4.198) (y) / 0,2 = 4.58 < 21 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma(y) = 5.51 - 11.14 y = \begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-1.083) = 17.57 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v - 0.2) = \sigma(0.47) = 0.27 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.67) = -1.95 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \end{cases}$$

**En charge :**

$$P_1 = (0.98 \sigma_{p0} - 1.2(\Delta\sigma_{p \text{ inst}} + \Delta\sigma_{p \text{ diff}})) \cdot n \cdot A_p$$

$$\begin{cases} P_1 = 3.81 \text{ MN.} \\ P_2 = 1.95 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$M_{G+D240} = 6.83 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma(v') = (3.81+1.95) / 1,232 + (3.81 (-1.067) + 1.95 (-0.708) + 6.83) (y) / 0,2$$

$$\sigma(y) = 4.68 + 6.92 y = \begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-1.083) = -2.81 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa. } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v - 0.2) = \sigma(0.47) = 7.93 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.67) = 9.32 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa} \quad \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Les contraintes normales sont toutes v\erifi\ees en construction et en service.

**b- vis avis des contraintes tangentielles :**

La v\erification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les m\emes que celles consid\er\ees pour la v\erification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donn\ee par la formule suivante :

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$V_{\text{red}}$  : Effort tranchant r\eduit.

$S$  : Moment statique par rapport \a l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situ\ee au-dessus de l'axe neutre, (pour les \etapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les \etapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

$b_n$  : \u00c9paisseur nette de l'\a me (m).

$$b_n = b_0 - \Phi_{\text{gaine}} = 47 - 8.8 = 38.2 \text{ cm.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section consid\er\ee ( $\text{m}^4$ ).

Pour la v\erification, il convient de calculer la contrainte de r\esistance du b\eton :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \sigma_t / 3)$$

$f_{tj}$  : la r\esistance de la traction du b\eton \a l'\a ge j

$\sigma_t$  : la contrainte de la pr\ekontrainte appliqu\ee

$$\sigma_t(y) = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec } p = \sum p_i \cos \alpha_i$$

$$V_{red} = T_G + T_P$$

$T_G$  = effort tranchant dû au poids propre

$$T_P = \% \text{ de la mise en tension} \times A_p \times \sigma_i (\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2)$$

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma \quad (\sigma_{po} = 1488 \text{ MPA})$$

$\Delta\sigma$  : pertes pour chaque étape :

● **A l'about :**

Étape 1 :  $\Delta\sigma_i$  pertes instantanées à l'about

Étape 2 :  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$  avec :  $\Delta\sigma_d$  pertes différées à l'about

Étape 3 :  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 :  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 5 :  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

	$T_G$ (MN)	$T_P$	$V_{red}$	$\tau_{reduit}$	$f_{tj}$	$\sigma_t$	$\tau$	
Etape 1	0,26	0,38	0,64	0,204	1,99	3,41	1,84	vérifier
Etape 2	0,26	0,72	0,98	0,312	2,70	6,84	2,80	vérifier
Etape 3	0,43	0,63	1,06	0,159	2,70	4,51	2,48	vérifier
Etape 4	0,43	0,63	1,06	0,159	2,70	6,3	2,73	vérifier
Etape 5	0,52	0,63	1,15	0,173	2,70	6,49	2,75	vérifier

Tableau.9.2

**9.2- Vérification a la rupture :**

**9.2.1- Sécurité à la rupture en flexion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 MG + 1,5 MQ \leq M_{RA} \\ 1,35 MG + 1,5 MQ \leq M_{RB} \end{array} \right.$$

$M_{RA}$ ,  $M_{RB}$  sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

● **Calcul de  $M_{RA}$  :**

$$M_{RA} = 0,9 \times h \times F$$

$$h = 1.75 - 0.15 = 1.6 \text{ m}$$

$$F = \omega f_{prg} \Rightarrow F = 3 \times 18 \times 10^{-4} \times 1860 = 10.04 \text{ MN}$$

$$M_{RA} = 10.04 \times 0,9 \times 1,6 = 14.46 \text{ MN.m}$$

● **Calcul de  $M_{RB}$  :**

- Pour l'âme:

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

L'épaisseur de l'âme  $b_0 = 0.21$  m.

La hauteur utile  $h = 1.6$  m.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA.}$$

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,21 \times 1,6^2 \times 35 = 6.59 \text{ MN.m}$$

### - Pour l'hourdis:

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale  $h$  et d'épaisseur  $h_0$  ( $h_0 = 11+25 = 36$  cm) constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0.8 (b-b_0) (h-h_0/2) h_0 f_{c28} \\ 0.35 (b-b_0) h^2 f_{c28} \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0.8 \times (1.67-0.21) \times (1.6-0.36)/2 \times 0.36 \times 35 \\ 0.35 \times (1.67-0.21) \times 1.6^2 \times 35 \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 20.89 \text{ MN.m} \\ 45.78 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{RB \text{ hourdis}} = 20.89 \text{ MN.m}$

$$\text{Alors : } M_{RB} = M_{RB \text{ âme}} + M_{RB \text{ hourdis}} = 6.59 + 20.89 = 27.48 \text{ MN.m}$$

### 9.2.2- Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante dépassant la contrainte de compression au niveau de cette fibre.

La contrainte de compression est due à celle provoquée par la précontrainte et celle de la limite de traction du béton.

$$\sigma_{rc} = \frac{P}{B_n} + \frac{p \times e_p \times v'}{I} + \sigma_{tb} = \frac{6.06}{0.98} + \frac{6.06 \times 1.01 \times 1.199}{0.259} + 2.7 = 37.22 \text{ MPA}$$

$$M_f \times V^3 / I = 37.22 \longrightarrow M_f = 37.22 \times 0.259 / 1.199$$

$$M_f = 8.04 < 14.46 \text{ MN.m}$$

### 9.2.3- Sécurité :

#### • Par rapport au béton :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 4.19 + 1,5 \times 1.51 = 7.82 \text{ MN.m.}$$

$$M_{RB} = 27.48 \text{ MN.m} \longrightarrow 0.7 M_{RB} = 19.24 \text{ MN.m}$$

Donc :  $1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,7M_{RB}$ . **Vérifiée.**

• **Par rapport aux aciers :**

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 4.19 + 1,5 \times 1.51 = 7.82 \text{ MN.m.}$$

$$M_{RA} = 14.46 \text{ MN.m.} \longrightarrow 0,9 M_{RA} = 13.014 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,9M_{RA}. \text{ **Vérifiée.**}$$

Donc La sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

### 9.3- Ferrailage passif longitudinal :

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints.

#### 9.3.1- Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}}$$

Avec :  $B_t$  : surface du béton tendu ( $\text{cm}^2$ ).

$N_{bt}$  : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

$f_{ij}$  : contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$ .

$\sigma_{bt}$  : contrainte de traction réelle dans le béton

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferrailage pour pallier aux problèmes de limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera 4HA20 en nappe inférieure dans le talon et 4HA20 sur les deux périmètres latéraux du talon.

#### 9.3.2- Armatures longitudinales de peau :

Leur but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1 \% \text{ de la section de la poutre.} \end{cases}$$

$$B_h = 4852.63 \text{ cm}^2 \text{ (section médiane homogène)}$$

$$0.1 \times 4852.63 = 4.853 \text{ cm}^2.$$

On choisit une armature de 5HA12 avec une  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ .

### 9.3.3- armature transversale de peau :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins  $2 \text{ cm}^2$  d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

#### • Calcul de l'effort tranchant ultime

$$V_{ru} = 1.35V_G + 1.35V_Q - 0.75 \sum P \sin \alpha = 0.82 - 0.33 = 0.49 \text{ MN.}$$

$$\text{D'où le cisaillement ultime } \tau_u = \frac{0.49 \times 0.16}{0.38 \times 0.165} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{L'inclinaison des bielles est telle que : } \text{tg} 2\beta_u = 2\tau_u / \sigma_{xu}$$

$$\text{Avec } \sigma_{xu} = \frac{P}{B} = \frac{5.31}{1.602} = 3.31 \text{ MPa}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 1.25}{3.31} = 0.75 \quad \text{D'où } \beta_u = 18.53^\circ \text{ limité à } 30^\circ$$

$$\text{tg } \beta_u = \text{tg } 30^\circ = 0.577.$$

#### • Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1.15} \geq (\tau_u - f_{tj} / 3) \text{tg} \beta_u = (1.25 - 0.9) \cdot 0.577 = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } \frac{A_t}{S_t} \geq 1.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Soit } \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0.6 \times 0.38 \times 1.15}{400} = 6.55 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA10 ( $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$ ) avec un écartement de 30 cm à l'appui et sur une longueur  $h/2 \approx 1 \text{ m}$  et un espacement  $2 \times 0.79 / 6.55 \approx 30 \text{ cm}$  à mi travée.

#### • L'écartement maximum des cadres :

$$S_i \leq \min(0,8h, 3b_0, 1m) = \min(0,8 \times 1,75 ; 3 \times 0,47 ; 1m) = 1m \text{ Ce qui est vérifié}$$

● **Justification des bielles de béton :**

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u red} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{u red} = 1.15 \leq \frac{35}{6} = 5,833 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

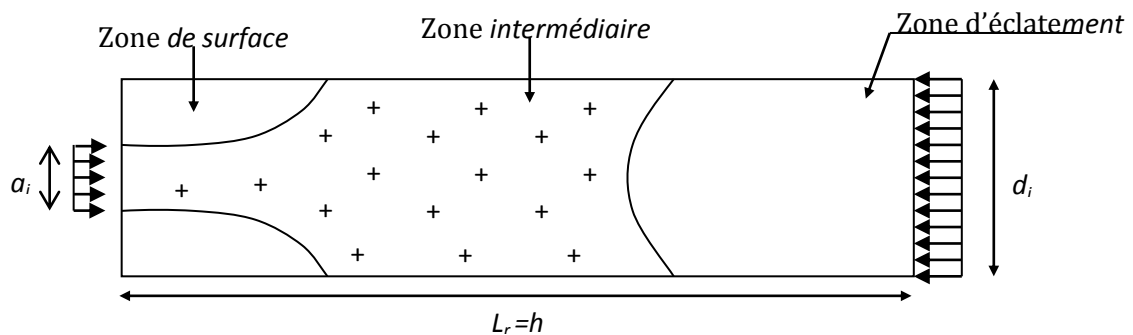
**9.4- Étude de la zone d'about :**

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

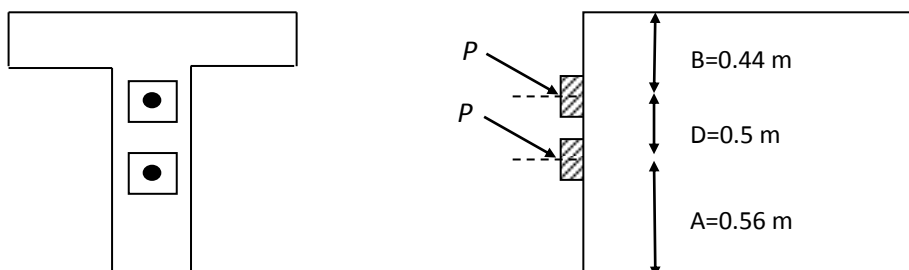
- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.



**Zones de régularisation**

**Fig.9.1. schéma de la zone d'about**

**9.4.1- Etude de la première zone de régularisation :**



$$d_1 = \min(2B, D) = 50 \text{ cm}$$

$$d_2 = \min(D, 2A) = 50 \text{ cm}$$

Donc  $d_{\min} = 50 \text{ cm}$

### a- Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

$$\text{Avec : } P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} \cdot A_p = 2,6784 \text{ MN}$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}$$

#### - Plan vertical :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2,6784}{266,67} = 4,018 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit 2 cadres de HA12 ,  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

#### - Plan horizontal :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2 \cdot 2,6784}{266,67} = 8,036 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit 4 cadres de HA12.  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

### b- Zone intermédiaire comprimée :

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

$$\sigma_{mj} = \frac{P_0}{b \cdot d} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :  $b = 0,47 \text{ m}$  ;  $d = 0,50 \text{ m}$

• Au 7<sup>ème</sup> jour :  $f_{c7} = 23,179 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,47 \times 0,5} = 5,69 \text{ MPa} \leq 15,45 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

• Au 28<sup>ème</sup> jour :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_m = \frac{2,6784}{0,47 \times 0,5} = 11,39 \text{ MPa} \leq 23,33 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

**c- Zone d'éclatement :**

La contrainte de traction du béton  $\sigma_{tej}$  doit vérifier :

$$\text{- Plan vertical : } \sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d} \right) \frac{P_0}{b \cdot d} \leq 1,25 f_{tj}$$

$$\bullet \text{ Au 7}^{\text{ème}} \text{ jour : } f_{t7} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \frac{0,5 \cdot 2,678}{0,47 \cdot 0,5} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te7} = 1,36 \text{ MPa} \leq 2,487 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\bullet \text{ Au 28}^{\text{ème}} \text{ jour : } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te28} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \cdot \frac{2,678}{0,5 \cdot 0,47} = 2,73 \text{ MPa} \leq 3,37 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\text{- Plan horizontal : } \sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

$$\bullet \text{ Au 7}^{\text{ème}} \text{ jour : } f_{te7} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,26}{0,47} \right) \cdot \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,5 \cdot 0,47} = 1,27 \text{ MPa} \leq 2,489 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\bullet \text{ Au 28}^{\text{ème}} \text{ jour : } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te28} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,26}{0,47} \right) \cdot \frac{2,6784}{0,5 \cdot 0,47} = 2,54 \text{ MPa} \leq 3,37 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

**- Ferrailage d'éclatement :****• Plan vertical :**

$$A_e = \max \begin{cases} 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d} \right) \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} 400} = 12,05 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} 400} = 15,07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 15,07 \text{ cm}^2$$

On dispose 4 cadres de HA16 ( $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ ).

• Plan horizontal :

$$A_e = \max \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{a_f}{b}\right) \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left(1 - \frac{0,26}{0,47}\right) \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} 400} = 11,22 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} 400} = 15,07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

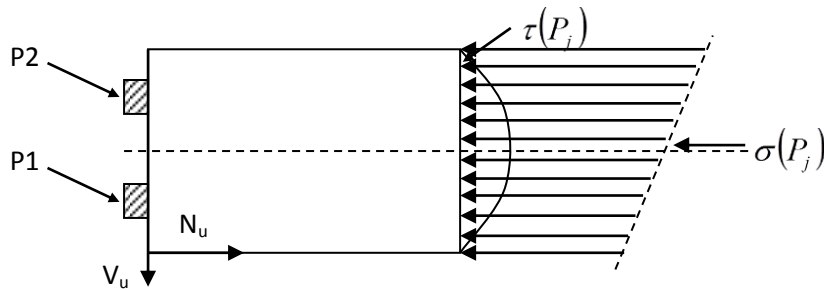
$A_e = 15,07 \text{ cm}^2$

On dispose 4 cadres HA16 (16,08 cm<sup>2</sup>) autour de chaque plaque d’ancrage.

9.4.2- Etude de la deuxième zone de régularisation :

L’about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d’un côté aux forces de précontrainte  $P_j$  et de l’autre aux contraintes  $\sigma(P_j)$  et  $\tau(P_j)$

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.



La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{tj}$$

Avec :  $\tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r}$  et  $\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$

$L_r=h$  : Longueur de régularisation.

$b$  : Largeur de la section.

$\tau_x$  : Contrainte de cisaillement due à  $V_x$

Au 7<sup>ème</sup> jour :

Calcul de  $\sigma$  :

$$\sigma(t) = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos \alpha_i \cdot e_i}{I_n} t$$

Avec :  $P_i = (\sigma_{P_{0i}} - \Delta \sigma_{inst}) \cdot A_p$

$$P_{1,2} = (1488 - 139,86) \cdot 0,5 \cdot 1800 \cdot 10^{-6}$$

$$P_{1,2} = 1,21 \text{ MN / câble}$$

Câble	$P_i$	$P_i \cos\alpha_i$	$P_i \sin\alpha_i$	$e_i$	$P_i \cos\alpha_i e_i$
1	1.21	1.208	0.0616	-0.25	<b>-0.302</b>
2	1.21	1.203	0.1334	0.25	<b>0.301</b>
$\Sigma$	//	<b>2.411</b>	<b>0.195</b>	//	<b>-0.001</b>

**Tableau.9.3**

D'où :  $\sigma(t)=3.06 - 0.001$

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{tj}$$

$$\text{Avec : } \tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$L_r = h/2$  : Longueur de régularisation.

$b$  : Largeur de la section.

$\tau_x$  : Contrainte de cisaillement due à  $V_x$

$V_x$  : l'effort tranchant dans la position  $x$

$$V_x = P_0 (\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2) + q \cdot l/2$$

$$V_x = -2,6784 \times 0,75 (\sin 2,92 + \sin 6,33) + 3,199 \times 31,9/2 = 0,186 \text{ MN}$$

$$\tau_x = (2 \times 0,186) / (0,47 \times 0,75) = 1,05 \text{ MPA.}$$

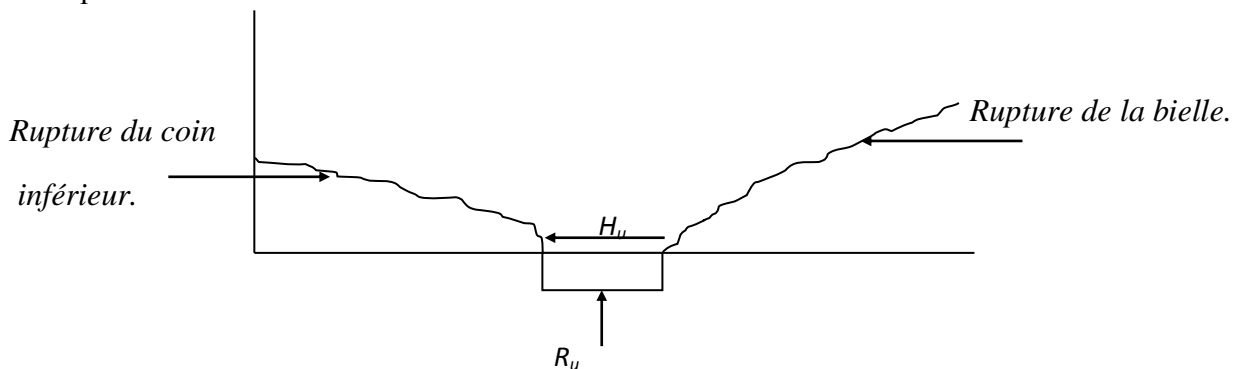
$$\tau_{\max} = 1,05 + 1,25 = 2,3 \leq 4,05$$

### 9.5- Etude de la zone d'appui :

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

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

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



**Fig.9. Rupture de la bielle et du coin inférieur**

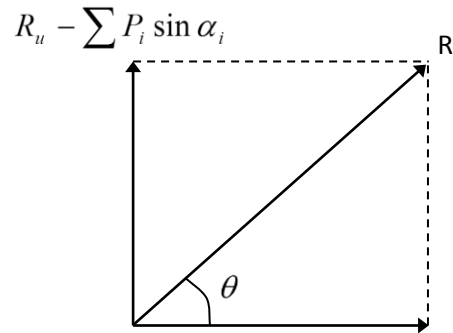
**9.5.1- Equilibre de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_u$  et une réaction horizontale  $H_u$ .  
 Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\sum P_i \sin \alpha_i$  et  $\sum P_i \cos \alpha_i$ .  
 La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison  $\theta$  dépassé l'angle d'application  $\beta_u$  donnée par la formule.

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

Avec :

$$\sigma_{yu} = 0 \Rightarrow \text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}}$$



La condition à vérifier :  $\text{tg } \theta \leq \text{tg } \beta_u$

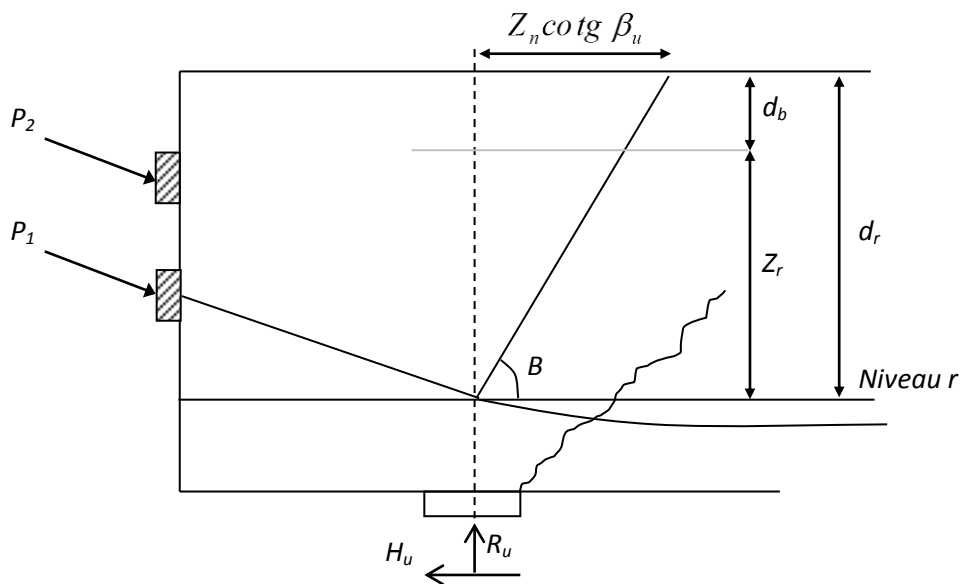
$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u$$

**La résultante des forces**

Le calcul consiste un premier lieu à rechercher le niveau r de la poutre tel que donné dans la formule :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \text{co tg } \beta_u$$

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



**Fig.9.4 Représentation de la bielle d'about**

**a- application à notre projet :**

$$R_u = 1.35V_G + 1.35V_Q = 0.82 \text{ MN}$$

$$H_u = 0.1V_G = 0.1 \times 0.52 = 0.052 \text{ MN}$$

$$\bar{P}_i = \min \begin{cases} 1,2 (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot A_p = 2,44 \text{ MN / câble} \\ \frac{f_{prg} \cdot A_p}{1,15} = 2,91 \text{ MN / câble} \end{cases}$$

$$\bar{P}_i = \min(2,44 ; 2,91) = 2,44 \text{ MN / câble} \quad \tau_u = \frac{0.49 \times 0.16}{0.38 \times 0.18} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$V_{u \text{ red}} = R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i = 0,43 \text{ MN}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} \cdot S}{I \cdot b_n} = \frac{0,43 \cdot 0,16}{0,38 \cdot 0,338} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i}{B_h} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}} = 0,3 \Rightarrow \beta_u = 8.39^\circ \quad \text{On prend } \beta_u = 30^\circ$$

**b- Recherche du niveau r :****Câble 1 :**

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \text{co tg } \beta_u$$

$$2,44 \cos 2.92^\circ - 0,052 \geq (0,82 - 2,44 \sin 2.92^\circ) \text{co tg } 30^\circ$$

$$2.38 \geq 1,20 \quad (\text{Vérfiée})$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1 d'où La fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau d<sub>r</sub>.

$$d_r = h - y_{\text{câble}} = 1,5 - 0.56 = 0,94 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = d_r - 0,1h = 0,79 \text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1,00 \text{ m}$$

D'où :  $Z > Z_r$ , il faut majorer la section par le coefficient  $\frac{Z}{Z_r} = 1,27$  et  $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures est donc :  $A'_t = \frac{Z}{Z_r} \cdot A_t = 1,99 \text{ cm}^2$

$A'_t = 1,99 \text{ cm}^2$  Soit 1 cadre HA12 espacés de 30 cm.

**c- Equilibre du coin inférieur :**

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture de ce coin en vérifiant l'inégalité :

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \operatorname{tg} \Phi$$

Avec :

$\alpha$  : Angle de la résultante avec la normale à  $P_i$ .

$\Phi$  : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne  $\phi = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2}{3}$

Il faut vérifier que :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cdot \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta}$$

**Au niveau du câble N°1 :**

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{0,43}{0,50} = 0,86$$

$$\lambda = \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta} = 0,28$$

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u = 4,81 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda = 0,12 \text{ MN}$$

Donc :

$$4,81 \geq 0,12 \quad (\text{Vérifiée})$$

**d- Calcul de la section d'acier minimal :**

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{2}{3} = \frac{0,43}{x}$$

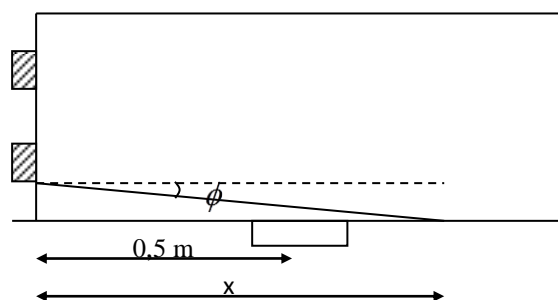
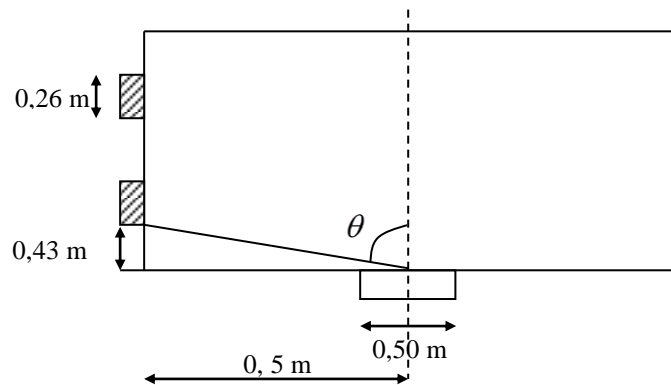
$$x = 0,69 \text{ m} > 0,50 \text{ m}$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas atteint par le flux de précontrainte d'où  $K = 0$ , la section d'acier est donnée par la formule :

$$A_{l \min} = \frac{0,04 R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot (5 - 4K)$$

$$A_{l \min} = \frac{0,04 \cdot 0,82}{400/1,15} \cdot 5 = 4,72 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 (5.65 cm<sup>2</sup>)



**Fig.9.5. Plan de rupture**

**e- Cadre du talon :**

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre. On choisit 2 cadres HA12. On fixe l'espacement  $St = 15 \text{ cm}$  à l'about et à  $20 \text{ cm}$  en travée.

**- Armatures supérieurs de la table de compression :**

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre :  $q_1 = 0.065 \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,16 \text{ t/ml}$ .

Le béton frais hourdis :  $[1 \times 0.25] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,62 \text{ t/ml}$ .

Une surcharge de  $450 \text{ kg/m}$  provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

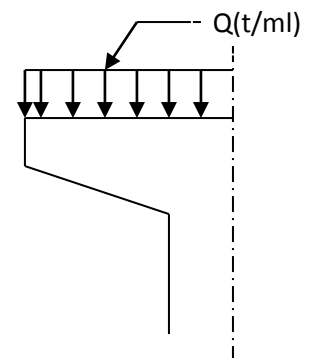
$q_1 = 1.5 \times 0.45 \times 1 \times 1.00 = 0,675 \text{ t/ml}$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est :  $M = \frac{ql^2}{2} = 0.013 + 0.31 + 0.393 = 0,716 \text{ t.m/ml}$ .

$A_s = 0,98 \text{ cm}^2$ .

On prend 4HA8 tous les  $25 \text{ cm}$ .



## - 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), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération 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).

### 10.1-Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple,

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison:

$$1.35 (G + D240)$$

Les résultats sont obtenus à l'aide de logiciel **ROBOT Structural Analysis 2010**

Le moment maximal positif:  $M_{ELU} = 1.79t.m$

Le moment maximal négatif:  $M_{ELU} = 8.74t.m$

Le ferrailage se fait par le logiciel caleulette béton armé (EXPERT) :

$$A_{sup} = 13.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 3.9 \text{ cm}^2$$

**La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,20 \times \frac{2,7}{400} = 3.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc le ferrailage opté est de :

Nappe supérieure: Soit 7HA16 pour  $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$

Nappe inférieure: Soit 4HA12 pour  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

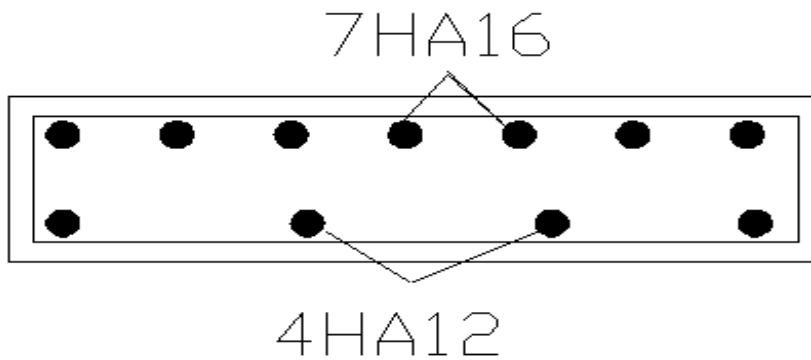


Fig.10 .1. Ferrailage longitudinale de la dalle

**10.2-Étude de la flexion transversale :**

On aura à ferrailer l’hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d’abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison:  
 1,35(G+ D240)

Le moment maximal positif:  $M_{ELU} = 3.67 t.m$

Le moment maximal négatif:  $M_{ELU} = 10.93 t.m$

Le ferrailage se fait par le logiciel calculette béton armé :

$$A_{sup} = 17 cm^2$$

$$A_{inf} = 5.4cm^2$$

**La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,20 \times \frac{2,7}{400} = 3.1 cm^2$$

La condition est vérifiée,.

Nappe supérieure: Soit 6 HA20 pour  $A_s = 18.85 cm^2$

Nappe inférieure: Soit 5 HA12 pour  $A_s = 5.75 cm^2$

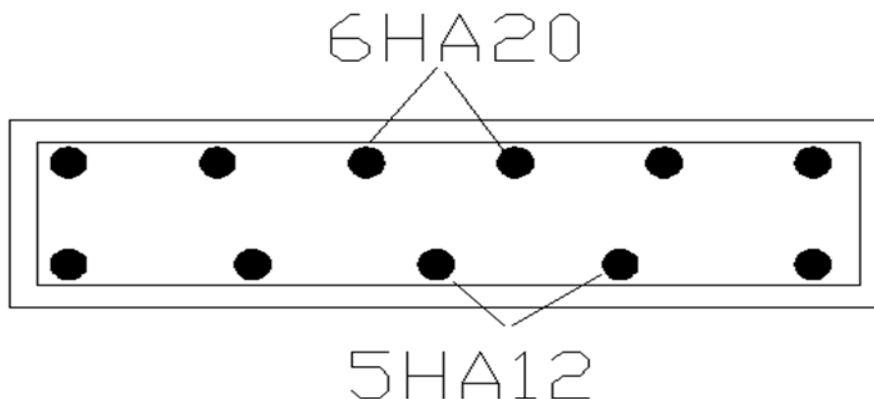


Fig.10 .2.Ferrailage transversale de la dalle

**10.3-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par Le logiciel **ROBOT Structural Analysis 2010** :  
L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison **1,35(G + D<sub>240</sub>)**

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_z} \leq \bar{\tau}_b$$

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement de l'hourdis.

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte de cisaillement du béton.

$$\bar{\tau}_b = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,5 MPa$$

$$V_U = 15.4 t$$

$$b = 100cm$$

$$h = 25cm$$

$$Z = 0,9 \times h = 22.5cm$$

$$\tau_b = \frac{15.4}{1 \times 0,225} = 68.44 t/m^2 = 0.68MPa \leq \bar{\tau}_b = 3,5MPa \Rightarrow \text{vérifie.}$$

## 11- Calcul des déformations :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement) 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 permettent la liberté à la rotations et les déplacements d'appui.

### 11.1- Flèches et contre flèches :

#### 11.1.1- Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de (q/ml).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5ql^4}{384.E_v.I}$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

$$q = q_p + q_d + q_s = 3.2 \text{ t/ml}$$

I : inertie de la poutre + hourdis

$$E_v = 3700^3 \sqrt{\sigma'_{28}} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 3.2 \times 10^{-2} \times (32.4)^4}{384 \times 12102.94 \times 0.345186} = 0.109 \text{ m}$$

$$f_G = 0.109 \text{ m} = 10.9 \text{ cm}$$

#### 11.1.2- Contre flèche de précontrainte :

À cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre  $f_p$  sera donné par :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} .x.d x$$

M : Moment dû à la précontrainte.

$$M = \sum N_i e_{pi} \quad , \quad N_i = \sum P_i \cos \alpha_i \quad , \quad P_i = (\sigma_{po} - \Delta \sigma_T) A_p$$

$e_{pi}$  : L'excentricité des câbles.

Sections	$N_i = P_i \cos \alpha_i$		$e_p$		$M = N_1 e_{p1} + N_2 e_{p2}$
	N1	N2	$e_{p1}$	$e_{p2}$	
0	3.05	//	-0.27	//	-0.82
8.35	3.01	1.59	-0.89	-0.85	-4.03
16.7	3.11	1.58	-1.06	-0.97	-4.83

Tableau.11.1

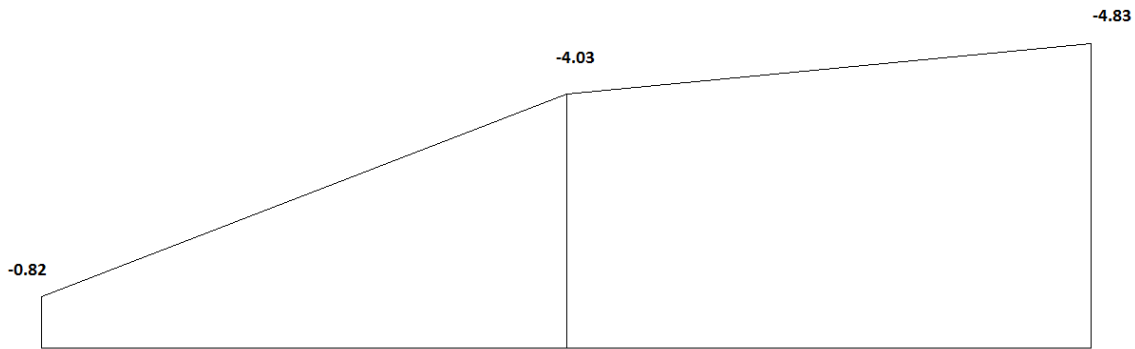


Fig.11.1. Diagramme des moments M

	Aire (m <sup>2</sup> )	Distance/AB	$S_{\Delta / AB} (cm^3)$
1	20.2487	5.0691	102.64
2	36.9905	12.6507	467.96
somme			570.596

Tableau.11.2

$$f_p = \frac{570.596}{1.21 \times 10^4 \times 0.26} = -0.18m$$

D'où

$$f_p = -18cm$$

### 11.1.3- Flèche de surcharge :

Le poids du au AL + trottoir

$$P = 10.89 + 0.45 = 11.34 \text{ t/ml}$$

$$q = 11.34 / 10 = 1.134 \text{ t/ml par poutre}$$

$$E_i = 36000 \text{ MPA}$$

$$f_{GS} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.134 \times 10^{-2} \times (32.4)^4}{384 \times 3.6 \times 10^4 \times 0.345186} = 0.0131 \text{ m}$$

$$f_{GS} = 1.31 \text{ cm}$$

#### 11.1.4- Flèche de Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieur à la flèche du poids propre de la Poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente

La dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de Construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = 3/4 \times (18 - 10.9) = 5.32 \text{ cm}$$

*En fin on aura :*

- **En service à vide :**

$$f = f_p + f_G + f_c = -17 + 10.9 + 5.32 = -1.775 \text{ cm}$$

- **En service en charge :**

$$f = f_p + f_G + f_c + f_{GS} = -17 + 10.9 + 5.32 + 1.31 = 0.53 \text{ cm}$$

## 11.2- Calcul des rotations :

### 11.2.1- Rotation sous le poids propre :

$$\theta_G = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$E_v$  : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 12102.94 \text{ MPA}$$

D'ou

$$\theta_G = \frac{3.2 \times 10^{-2} \times (32.4)^2}{24 \times 12102.94 \times 0.351} = 0.00033 \text{rd}$$

$$\theta_G = 0.00033 \text{ rd}$$

### 11.2.2- Rotation due à la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx$$

Avec :

$M$  : Moment dû à la précontrainte.

On procède de la même façon que précédemment (flèche).

$\int_0^L M dx$  Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2 \times 57.24 = -114.48 \text{m}^2$$

$$D'où : \quad \theta_p = \frac{-114.48}{2 \times 12102.94 \times 0.351} = -0.0135 \text{rd}$$

### 11.2.3- Rotation due au surcharge (AL + T):

$$\theta_s = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

$$\theta_s = \frac{1.134 \times 10^{-2} \times (32.4)^2}{24 \times 12102.94 \times 0.345186} = 0.000119 \text{rd}$$

$$\theta_s = 0.000119 \text{ rd}$$

### 11.2.4- Rotation total :

• En service à vide :

$$\theta_T = \theta_G + \theta_p = 0.00033 - 0.0135 = -0.013 \text{rd.}$$

- En service en charge :

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P + \theta_S = -0.013 + 0.000119 = 0.0131 \text{ rd.}$$

### 11.3- Calcul des déplacements :

#### 11.3.1- Déplacement du à une rotation d'appui :

$$\Delta\theta = \frac{\theta h}{2} = 0.0131 \times \frac{1.50}{2} = 0.0098m$$

$$\Delta\theta = 0.98cm$$

#### 11.3.2- déplacement du au retrait :

$$\Delta h_{ret} = 3 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \frac{32.4}{2} = 4.8 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta h_{ret} = 0.48cm$$

#### 11.3.3- déplacement du au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 103,81 \text{ MPa}$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{32.4}{2} \cdot \frac{103,81}{2 \cdot 10^5}$$

$$\Delta h_{flu} = 8,41 \cdot 10^{-3} m$$

#### 11.3.4- déplacement du à la variation de température :

$\Delta L = \pm 1 \times 10^{-4}$  Pour variation de température de  $\pm 10^\circ C$  pour chaque appui on a :

$$\Delta t = \pm 1 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 1 \times 10^{-4} \cdot \frac{32.4}{2}$$

$$\Delta t = \pm 0.162cm$$

#### 11.3.5- Déplacement total :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta\theta + \Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta t = \frac{2}{3} (0.98 + 0.48 - 0.84) + 0.162$$

$$\Delta_{max} = 0.58cm$$

## 12- CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

### 12.1-Les appareils d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'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.

#### 12.1.1-Dimensionnement des appareils d'appuis :

##### ➤ Détermination de la section :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

$R_{\max}$  : réaction d'appui maximale.

2 MPa : condition de non cheminement.

15 MPa : condition de non écrasement.

Avec  $R_{\max} = 92.10 \text{ t}$

$$\text{Donc : } \frac{92.10 \times 10^3}{150} \leq a \times b \leq \frac{92.10 \times 10^3}{20}$$

$$614.03 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 4605.25 \text{ cm}^2$$

#### a-Hauteur nette d'élastomère :

La hauteur de l'élastomère doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq U1 / 0.5$$

Avec  $U1$  : les déformations lente dues aux (retrait, fluage, température).

$$U1 = 4.8 + 8.41 + 1.62 = 14.83 \text{ mm}$$

$$T \geq 29.66$$

Donc on prend  $T = 50 \text{ mm}$

On prend 5 feuilles de 10 mm chacune.

**b-Dimension en plan de l'appareil :**

Il faut respecter les conditions suivantes :

-La condition de non flambement.

-L'épaisseur minimale.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 250 \leq a \leq 500 \text{ mm}$$

Soit  $a = 40 \text{ cm}$  alors  $15.35 \leq a \leq 115.13 \text{ cm}$

Donc on prend  $b = 50 \text{ cm}$

Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ mm. et } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

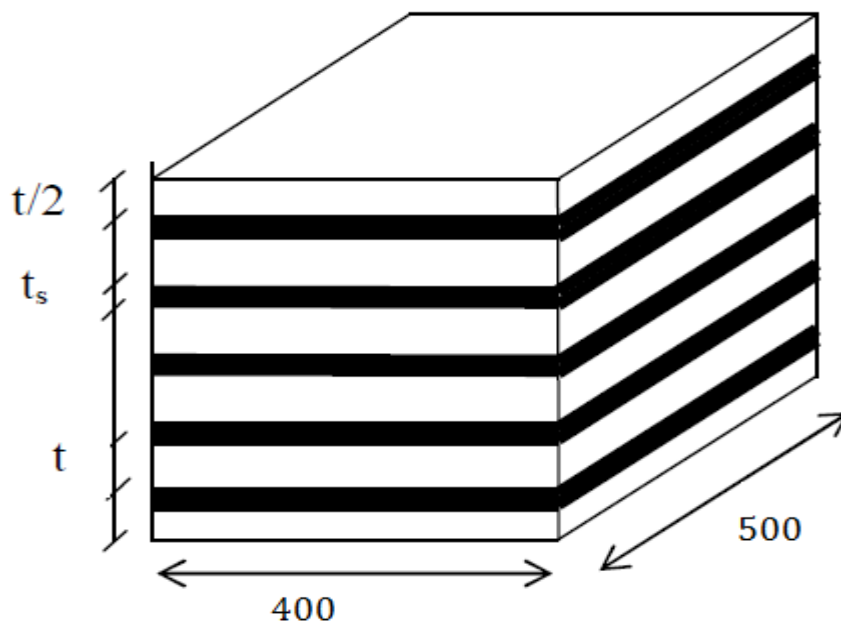
$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{40 \times 50}{2 \times 1(40+50)} = 11.12$$

$$\sigma_m = 460.07 \text{ t/m}^2$$

$$t_s \geq \frac{40}{11.12} \times \frac{46.007}{2400} = 0.69 \text{ mm et } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Donc on prend  $t_s = 3 \text{ mm}$

$$2T = 5(10 + 3) = 65 \text{ mm}$$



**Fig.12.1.appareil d'appui en élastomère fretté**

**c-vérification des appareils d'appuis :****1-Limitation des contraintes du cisaillement :**➤ **Sollicitation sous charges verticales :**

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} \leq 3.G$$

$$R_{\max} = 184.21 \text{ t.}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 11.12$$

$$\sigma_m = \frac{184.21}{45 \times 50} = 9.21 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = \frac{1.5(9.21)}{11.12} = 1.24 \text{ MPa} \leq 2.4 \text{ MPa}$$

**2-Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :**➤ **Sous un déplacement lent :**

$$\tau_{h1} = \frac{G U_1}{T} < 0.5 G = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{h1} = \frac{8 \times 1.483}{5} = 2.37 \text{ kg/cm}^2 < 0.5 G = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

➤ **Force de freinage due à B<sub>c</sub> :**

$$\tau_{h2} = \frac{H_2}{(a \times b)} = \frac{1.5 \times 10^3}{40 \times 50} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Déformation lente +déformation rapide :**

$$\tau_H \leq 0.7 G$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2}$$

$$\tau_H = 2.37 + 0.5 \times 0.75 = 2.745 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7 \times 8 = 5.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

**3-Sollicitation due à la rotation :**

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2 n}$$

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués  $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$  rad.

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$\alpha_T = -0.0166$  rad.

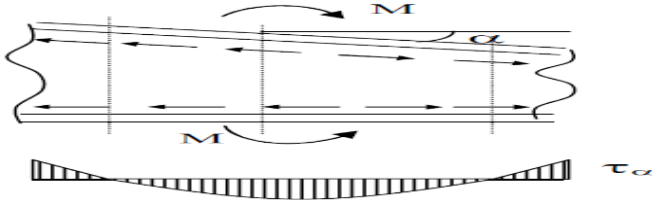
$n$  : nombre de feuillets de l'élastomère  $n = 5$

$$\tau_{\alpha} = 0.8 \times 0.4^2 (-0,0166 + 0,01) / 2 \times 0.05^2 \times 5 = - 0.033 \text{ MPa.}$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5 \text{ G}$$

$$\tau = 1.24 + 0.274 - 0.033 = 1.48 \text{ MPa.} \leq 5 \text{ MPa.} \quad (\text{Vérifiée})$$



#### 4-Condition de non cheminement et non glissement :

$$\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$H \leq f N_{\min}.$$

$f$  : coefficient de frottement.

$$\sigma_{\min} = \frac{53.34}{40 \times 50} = 26.67 \geq 20 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérifiée})$$

$$f = 0.1 + \left( \frac{6}{\sigma_{\min}} \right) = 0.32$$

$$f \times N_{\min} = 0.32 \times 53.34 = 17.06 \text{ t}$$

$H$  due à la déformation lente :

$H$  : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

$$H = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T} = \frac{8 \times 40 \times 50 \times 1.483}{6} = 3.95 \text{ t} \leq 17.06 \text{ t} \quad (\text{vérifiée})$$

#### 5-Condition de non flambement :

$$T \leq a/5 \quad T = 5 \text{ cm} \leq 40/5 = 8 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

$$T \geq a/10 \quad T = 5 \text{ cm} \geq 40/10 = 4 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

#### 6- Condition de non-soulèvement :

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_T \leq (3/\beta)(T^2/a^2) (\sigma_m/G)$$

$$\alpha_T = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} = \frac{0.01 - 0.0166}{5} = -0.00165 \text{ rad}$$

Dans ce cas on vérifie que :  $\alpha_t \leq \frac{3}{B} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$

$G = 0.8 \text{ MPa}$  module d'élasticité transversale

$t = 1 \text{ cm}$  épaisseur d'un feuillet élémentaire

$\beta = 5$  coefficient de forme

$$\alpha_T \leq (3 \times 0.01^2 \times 9.21) / (5 \times 0.4^2 \times 0.8) = 0.0043 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0.00165 \leq 0.0043 \text{ rad} \quad (\text{vérifiée})$$

## 12.2-Les dés d'appuis :

### 12.2.1-Dimensionnement des dés d'appuis :

$a = 40 \text{ cm}$   $b = 50 \text{ cm}$ .

$$h \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)} = 22.23 \text{ cm}$$

On prend  $h = 25 \text{ cm}$ .

$$a_1 \geq a + 2\left(\frac{h}{2}\right) = 65 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq b + 2\left(\frac{h}{2}\right) = 75 \text{ cm}.$$

Donc on va prendre un dé d'appui qu'a les dimensions suivants  $(a_1 \times b_1) = (70 \times 80) \text{ cm}^2$

### 12.2.2-Ferraillage du dé d'appui :

#### a-Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort  $R = 25\% R_{\max}$

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 92.105}{348} = 6.61 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 9 HA10 = 7.07 cm<sup>2</sup>

Soit 7 HA12 (7.92 cm<sup>2</sup>)

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

#### b-Armatures de profondeur:

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = \frac{0.125 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 92.105}{206.37} = 5.57 \text{ cm}^2$$

On prend 5 HA12 (5.65 cm<sup>2</sup>)

### c-Armatures de diffusion:

#### ➤ Ferrailage de surface:

Frette supérieure :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R<sub>max</sub>

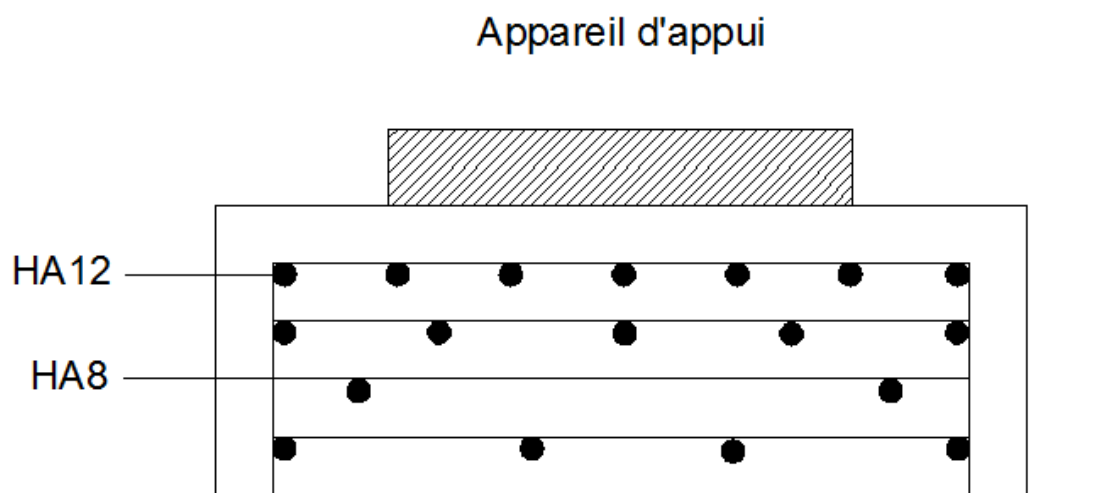
$$A_s = \frac{0.04 R_{max}}{\sigma_s} = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ Alors on prend 2 HA12 (2.26 cm}^2\text{)}$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

#### ➤ Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :

$$A_S = \frac{0.1 R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = 4.46 \text{ cm}^2. \text{ Alors on prend 4 HA12 (4.52 cm}^2\text{)}$$

Disposée en profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui.



**Fig12.2. Ferrailage de dé d'appuis**

### 12.3-Les joints de chaussées :

#### Introduction :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic journalier entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

➤ **Confort et esthétique :**

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de décalage.
- Absence de bruits de vibrations.

➤ **Résistance :**

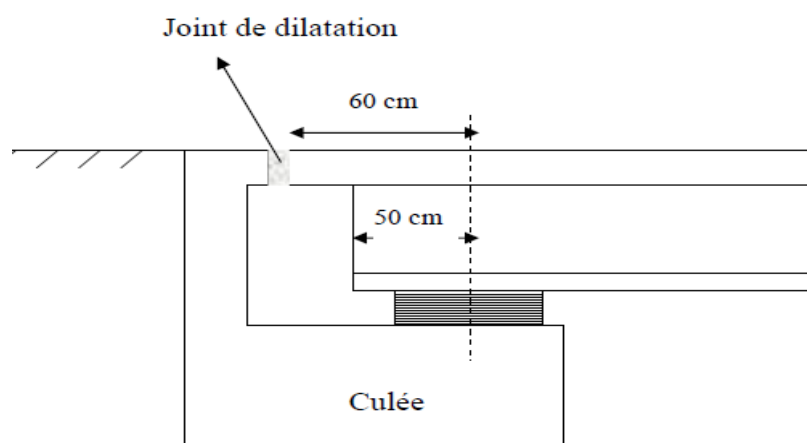
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

➤ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

➤ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



**Fig.12.3. Schéma représentatif de l'emplacement de joint de chaussée****12.3.1. Calcul du souffle des joints :**

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint  $\Delta l$ .

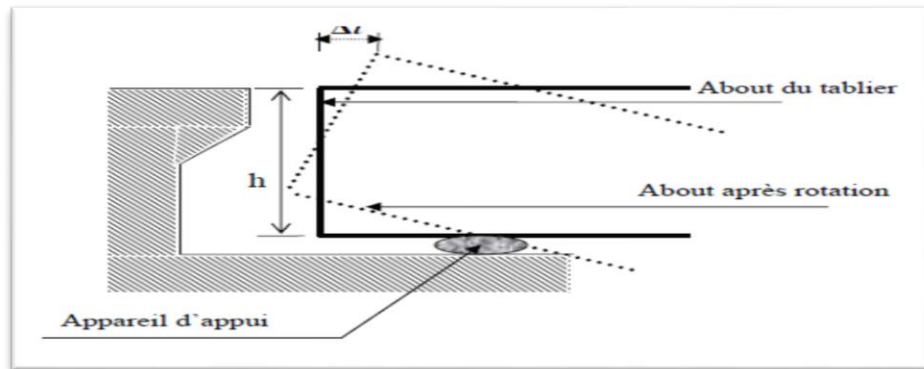
➤ **Rotation d'extrémité sous chargement :**

On accepte une rotation d'extrémité  $\alpha$  égale à 0,01rd.

$h$  : la hauteur de tablier égale à 1.80m.

Le déplacement horizontal dû à la rotation d'extrémité est de

$$\Delta l = h \cdot \tan \alpha = 180 \tan 0.01 = 1.8 \text{ cm.}$$

**12.4 Schéma représentatif de rotation d'extrémité**

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

a) Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ( $\Delta t + \varepsilon_f < W$ ).

b) Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme

$$(\Delta t + \varepsilon_s) < 1,3 W.$$

$W$  : le déplacement caractérisant le type de joint de chaussée choisi, nous utilisons dans notre projet les joints de type **ALGAFLEX**.

➤ **Déplacement dû aux variations linéaires :**

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 14.83 \text{ mm.}$$

➤ **Déplacement dû au freinage :**

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :  $\varepsilon_f = T H / G S$ .

Avec  $G$  : module de déformation transversale.

$$G = 1.6 \text{ MPa pour des variations instantanées.}$$

$$\varepsilon_f = 0.05 \times 0.015 / 1.6 \times 0.4 \times 0.5 = 2.34 \text{ mm.}$$

➤ **Déplacement dû au séisme :**

$\varepsilon_s = T H_s / G S.$  Avec  $H_s = 9.6 \text{ t/appareil.}$

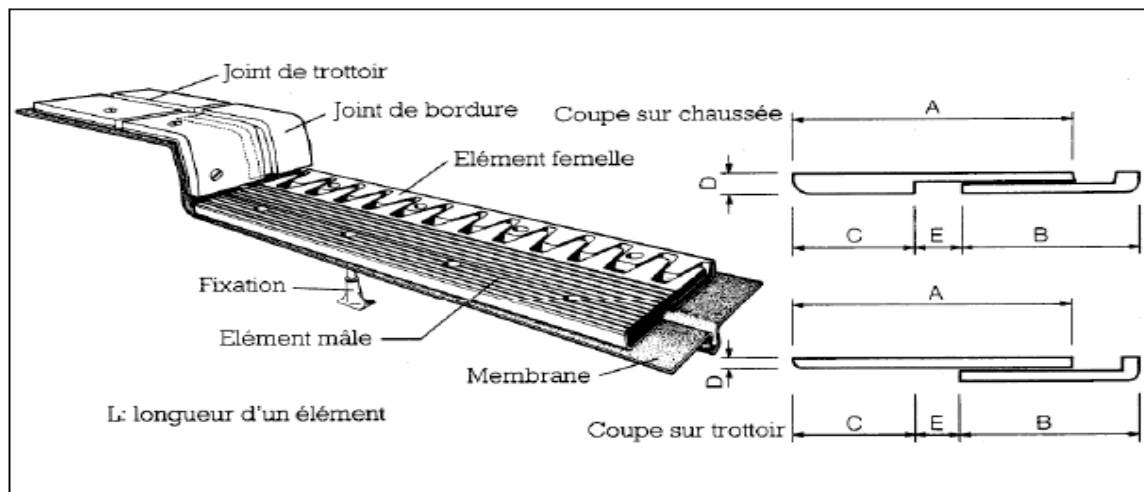
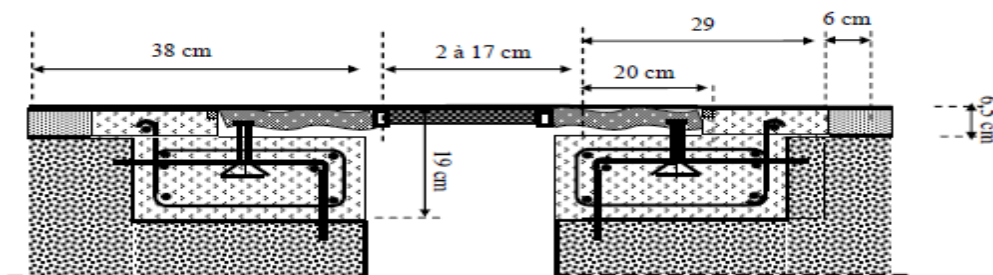
$\varepsilon_s = 0.05 \times 0.096 / 1.6 \times 0.4 \times 0.5 = 15 \text{ mm.}$

**12.2.1.4/ Combinaison :**

$\Delta t + \varepsilon_f = 14.83 + 2.34 = 17.17 \text{ mm} < 1.0 W$

$\Delta t + \varepsilon_s = 14.83 + 15 = 29.83 \text{ mm} < 1.3 W$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte pour un joint de type **T50**



**Fig.12.5.joint de chaussé**



## - Introduction :

La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception : en cas de comportement défectueux, les remèdes rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

### 13.1- Implantation de culées :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

**Culée = côte projet – côte fondation.**

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

désignation	Culée 01	Culée 02
cote projet (m)	49.28	48.265
Cote TN (m)	40.737	42.112
Cote de la fondation (m)	40.68	41.713
Hauteur de la culée (m)	8.6	6.55

Tableau.13.1

### 13.2- Pré dimensionnement de la culée :

#### 13.2.1- Mur garde grève :

- Hauteur :  $H = 2$  m.
- Épaisseur (couronnement) :  $H_{\text{culée}} = 8.6 \text{ m} > 6\text{m}$ .  $E = 0,30\text{m}$  (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = 16.6 m.

#### 13.2.2- Mur de front :

- Hauteur :  $H = 8.6 - 2 = 6.6$  m.
  - Épaisseur :  $E_f = 1,5\text{m}$ .
- La longueur est celle du tablier = 16.6m.

#### 13.2.3- Sommier d'appuis :

- Largeur :  $S = 1,2\text{m}$

- Longueur : 16.6 m.

### 13.2.4- La semelle :

- Épaisseur : 1,5m.

- Largeur : 7.5 m.

- Longueur : 16.9 m.

- Ancrage : 0.5m.

- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre  $\varnothing=1,2$  m (Fondation profonde).

### 13.2.5- Mur en retour :

Le mur en retour à une épaisseur constante de 0,5 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 8.5 m et hauteur de 8,6m celle de la culée.

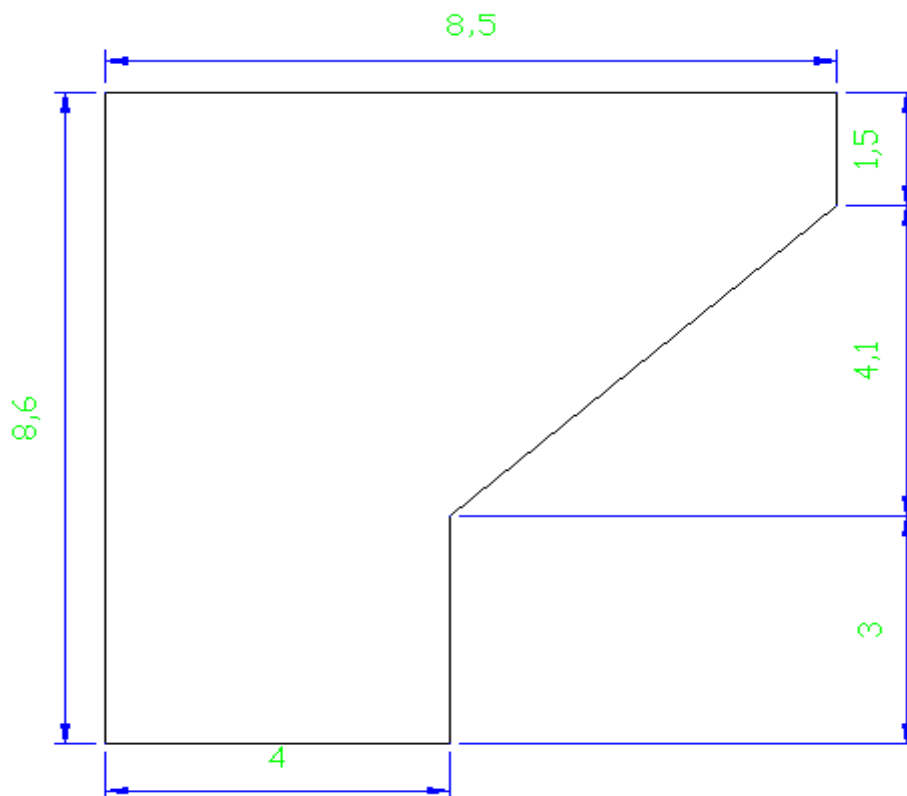


Fig.13.1. mur en retour

### 13.2.6- Dalle de transition :

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

$$L = \min [6m, \max (3m, 0,6H)]$$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 8,6m.

**L = 5.16 m.**

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **3%**.

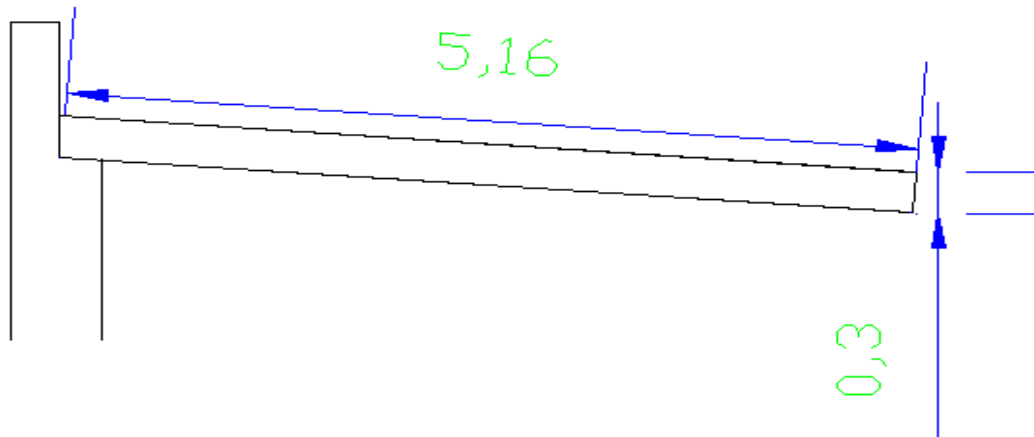


Fig.13.2. dalle de transition

### 13.2.7- Le corbeau :

- Hauteur :  $H_1 = 1$  m.
- Hauteur :  $H_2 = 1,5$  m.
- Epaisseur :  $E_f = 0,25$  m.
- Longueur :  $L = 16,6 - 1 = 15,6$  m.

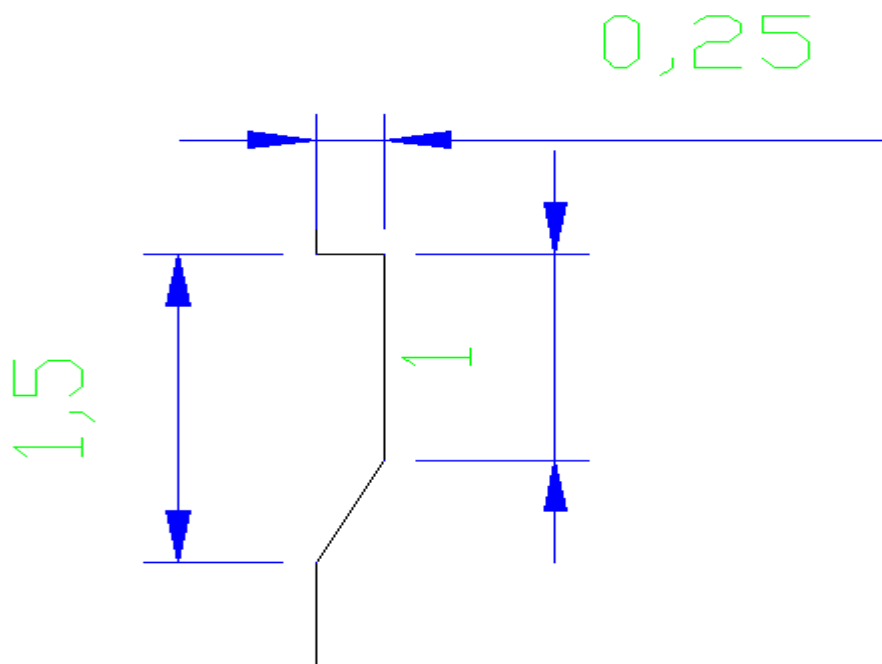


Fig.11.3. corbeau arrière

## 13.2.8- Coupe de la culée :

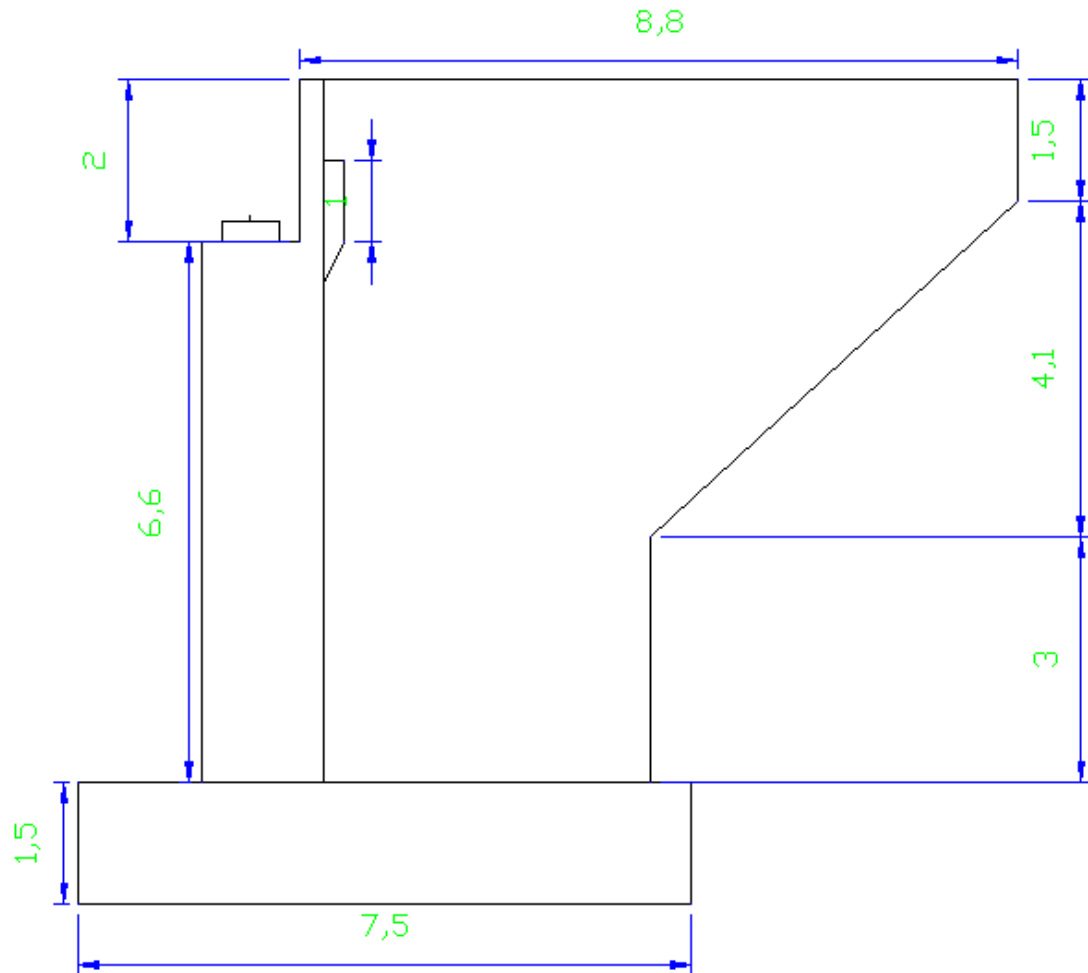


Fig.13.4. coupe transversale de la culée

La culée est composée de :

- le mur frontal
- le mur garde grève
- les murs en retour
- la dalle de transition
- la semelle
- le corbeau
- Dee d'appui
- appareil d'appui

### 13.3- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

#### 13.3.1-Détermination du coefficient de poussée $K_{ad}$ :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right)^2} \rightarrow (\text{Selon RPOA2008})$$

Avec :

$\varphi = 35^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \rightarrow \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right) \rightarrow (\text{Selon RPOA2008})$$

Tel que :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = A & / A = 0.3 \\ \varepsilon_V = 0.3 \varepsilon_H \end{cases} \rightarrow (\text{selon RPOA2008})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau suivant :

Action du séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale	Cas N:1	0	0	0	0,271
H + V+	Cas N:2	0,3	0,09	15,388	0,456
H	Cas N:3	0,3	0	16,699	0,478
H+V-	Cas N:4	0,3	-0,09	18,245	0,506

Tableau.13.2

#### 13.3.2- calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants :

Désignation	cas	P(t)	$\varepsilon_H \times P$	$(1 \pm \varepsilon_V) \times P$	H	V	Mr	Ms
Poids propre du tablier	normale	533	0	533,000	1,65	8,35	0,000	879,450
	H+V+	533	159,9	580,970	1,65	8,35	1335,165	958,601
	H	533	159,9	533,000	1,65	8,35	1335,165	879,450

	<b>H+v-</b>	533	159,9	485,030	1,65	8,35	1335,165	800,300
<b>Mur garde greve</b>	<b>normale</b>	24,9	0	24,900	0,90	9,10	0,000	22,410
	<b>H+V+</b>	24,9	7,47	27,141	0,90	9,10	67,977	24,427
	<b>H</b>	24,9	7,47	24,900	0,90	9,10	67,977	22,410
	<b>H+v-</b>	24,9	7,47	22,659	0,90	9,10	67,977	20,393
<b>Mur de front</b>	<b>normale</b>	410,85	0	410,850	1,50	4,80	0,000	616,275
	<b>H+V+</b>	410,85	123,255	447,827	1,50	4,80	591,624	671,740
	<b>H</b>	410,85	123,255	410,850	1,50	4,80	591,624	616,275
	<b>H+v-</b>	410,85	123,255	373,874	1,50	4,80	591,624	560,810
<b>Mur en retour 1</b>	<b>normale</b>	62,97	0	62,970	2,46	6,54	0,000	154,931
	<b>H+V+</b>	62,97	18,891	68,637	2,46	6,54	123,513	168,875
	<b>H</b>	62,97	18,891	62,970	2,46	6,54	123,513	154,931
	<b>H+v-</b>	62,97	18,891	57,303	2,46	6,54	123,513	140,988
<b>Mur en retour 2</b>	<b>normale</b>	62,97	0	62,970	2,46	6,54	0,000	154,931
	<b>H+V+</b>	62,97	18,891	68,637	2,46	6,54	123,513	168,875
	<b>H</b>	62,97	18,891	62,970	2,46	6,54	123,513	154,931
	<b>H+v-</b>	62,97	18,891	57,303	2,46	6,54	123,513	140,988
<b>Semelle</b>	<b>normale</b>	475,315	0	475,313	0,00	0,75	0,000	0,000
	<b>H+V+</b>	475,315	142,5935	518,091	0,00	0,75	106,945	0,000
	<b>H</b>	475,315	142,5935	475,313	0,00	0,75	106,945	0,000
	<b>H+v-</b>	475,315	142,5935	432,534	0,00	0,75	106,945	0,000
<b>Dalle de transition</b>	<b>normale</b>	60,372	0	60,372	1,83	9,25	0,000	110,481
	<b>H+V+</b>	60,372	18,1116	65,805	1,83	9,25	167,532	120,424
	<b>H</b>	60,372	18,1116	60,372	1,83	9,25	167,532	110,481
	<b>H+v-</b>	60,372	18,1116	54,939	1,83	9,25	167,532	100,537
<b>corbeau</b>	<b>normale</b>	12,1875	0	12,188	0,63	8,47	0,000	7,678
	<b>H+V+</b>	12,1875	3,66	13,284	0,63	8,47	30,956	8,369
	<b>H</b>	12,1875	3,66	12,188	0,63	8,47	30,956	7,678
	<b>H+v-</b>	12,1875	3,66	11,091	0,63	8,47	30,956	6,987
<b>Poids des terres sur DDT</b>	<b>normale</b>	144,898	0	144,893	1,83	9,6	0,000	265,154
	<b>H+V+</b>	144,898	43,468	157,933	1,83	9,6	417,291	289,018
	<b>H</b>	144,898	43,468	144,893	1,83	9,6	417,291	265,154
	<b>H+v-</b>	144,898	43,468	131,852	1,83	9,6	417,291	241,290
<b>Remblai sur semelle (talon)</b>	<b>normale</b>	978,804	0,000	978,804	1,5	5,3	0,000	1468,206
	<b>H+V+</b>	978,804	293,641	1066,896	1,5	5,3	1556,298	1600,345
	<b>H</b>	978,804	293,641	978,804	1,5	5,3	1556,298	1468,206
	<b>H+v-</b>	978,804	293,641	890,712	1,5	5,3	1556,298	1336,067
<b>Remblai sur semelle (patin)</b>	<b>normale</b>	45,63	0,000	45,630	3	2	0,000	136,890
	<b>H+V+</b>	45,63	13,689	49,737	3	2	27,378	149,210
	<b>H</b>	45,63	13,689	45,630	3	2	27,378	136,890
	<b>H+v-</b>	45,63	13,689	41,523	3	2	27,378	124,570
<b>freinage</b>	<b>normale</b>	18	5,4	18	1,65	8,35	0	29,7
	<b>H+V+</b>	18	5,4	16,38	1,65	8,35	45,09	32,373
	<b>H</b>	18	5,4	18	1,65	8,35	45,09	29,7
	<b>H+v-</b>	18	5,4	16,38	1,65	8,35	45,09	27,027

Tableau.13.3

## 13.3.3- Calcul des poussées dues aux terres :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times L \times H^2$$

désignation	cas	$P \times \varepsilon_h$	V	Mr
<b>Mur de front</b> <b>+mur garde grève</b>	<b>normale</b>	299,445	4,37	1307,586
	<b>H+V+</b>	503,863	4,37	2200,218
	<b>H</b>	528,172	4,37	2306,369
	<b>H+v-</b>	559,111	4,37	2441,470
<b>semelle</b>	<b>normale</b>	9,274	0,50	4,637
	<b>H+V+</b>	15,605	0,50	7,803
	<b>H</b>	16,358	0,50	8,179
	<b>H+v-</b>	17,317	0,50	8,658

Tableau.13.4

## 13.3.4- calcul des pousses dues aux surcharges :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times L \times H$$

désignation	cas	$P \times \varepsilon_h$	V	Mr
<b>Mur de front</b> <b>+mur garde grève</b>	<b>normale</b>	46,426	5,8	269,268
	<b>H+V+</b>	78,118	5,8	453,086
	<b>H</b>	81,887	5,8	474,945
	<b>H+v-</b>	86,684	5,8	502,766
<b>semelle</b>	<b>normale</b>	8,244	0,75	6,183
	<b>H+V+</b>	13,872	0,75	10,404
	<b>H</b>	14,541	0,75	10,906
	<b>H+v-</b>	15,393	0,75	11,544

Tableau.13.5

## Tableau récapitulatif des moments et efforts globaux

désignation	Condition	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	$M_R$	$M_S$
<b>Totale</b>	<b>normale</b>	363,388	2811,889	1587,674	3846,106
	<b>H+V+</b>	1455,0247	2364,959	7264,794	5192,256
	<b>H</b>	1484,525	2811,889	7393,683	4846,106
	<b>H+v-</b>	1522,071	2558,819	7557,723	4499,957

Tableau.13.6

## Tableau des surcharges

DÉSIGNATION	N(t)	H(t)	V	H	$M_S$	$M_R$
<b>A(I)</b>	176.43	0.52	8,35	1,65	291,1095	0
<b>Bc</b>	59.89	15	8,35	1,65	98,8185	125,25
<b>Mc120</b>	106.5	/	8,35	1,65	175,725	0
<b>D240</b>	171.1	/	8,35	1,65	282,315	0
<b>s<sub>t</sub></b>	7.29	/	8,35	1,65	12,0285	0

Tableau.13.7

**- Combinaisons d'actions à l'ELS:**

		N(t)	H(t)	M stab	M rev
<b>G+1,2Al</b>	G+1,2(A(l) +St)	3032,353		4209,8716	
	H+1,2(Freinage(l) +Poussée)		364,012		1592,8844
<b>G+1,2Bc</b>	G+1,2(Bc+St)	2892,505		3979,1224	
	H+1,2(Freinage $B_C$ +Poussée)		381,388		1737,974
<b>G+Mc120</b>	N+Mc120+ sur remblais	2939,689		4056,976	
	H		363,388		1587,674
<b>G+D240</b>	N+D240+ sur remblais	3017,209		4184,884	
	H		363,388		1587,674

**Tableau.13.8****- Combinaisons d'actions à l'ELU:**

Combinaisons	cas	N(t)	H(t)	Ms	Mr
<b>1.35G+1,6Al</b>	1.35G+1,6(A(l)+S/Rembla	3078,33815		5658,0183	
	1.35H+1,6(Freinage(l)+Po		491,405		3891,307
<b>1.35G+1,6Bc</b>	1.35G+1,6( $B_C$ +S/Remblais	2891,87415		5350,3527	
	1.35H+1,6(Freinage $B_C$ +P		514,573		2343,759
<b>1.35 (G+Mc120)</b>	1.35N+1.35Mc120	2939,82515		5429,47185	
	H		363,388		2143,359
<b>1.35 (G+D240)</b>	1.35N+1.35D240	3027,03515		5573,36835	
	H		363,388		2143,359

**Tableau.13.9****- Combinaisons d'actions à l'ELA :**

	$P \varepsilon_h$	$P \varepsilon_v$	$M_R$	$M_s$
<b>H + V<sup>+</sup></b>	1455,0247	2658.276	7289.844	5250.478
<b>H + V<sup>-</sup></b>	1522,071	2594.105	7582.773	4558.179

**Tableau.13.10****- Détermination de nombre de pieux**

L'effort le plus défavorable est données par :  $1.35G + 1.6 (A(l)) = 3078.34 \text{ t}$ .

D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu de 1.2m qui travaille par frottement et par pointe, a une capacité portante nominale de 416t

D'où le nombre de pieu est :  $N = 3078.34/400$

$$N = 7.69$$

Donc on prend : 10 pieux

### 13.4- Ferrailage des éléments de la culée :

#### 13.4.1- Mur garde grève :

##### • Evaluation des efforts sur le mur garde grève

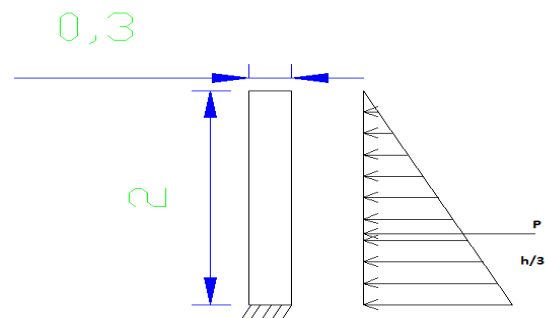
Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

##### ➤ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

##### ➤ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.



##### - Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante:

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

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

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

Avec  $K_a$ : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.271$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ : Poids volumique des terres.

$h=2\text{m}$ : Hauteur du mur garde grève

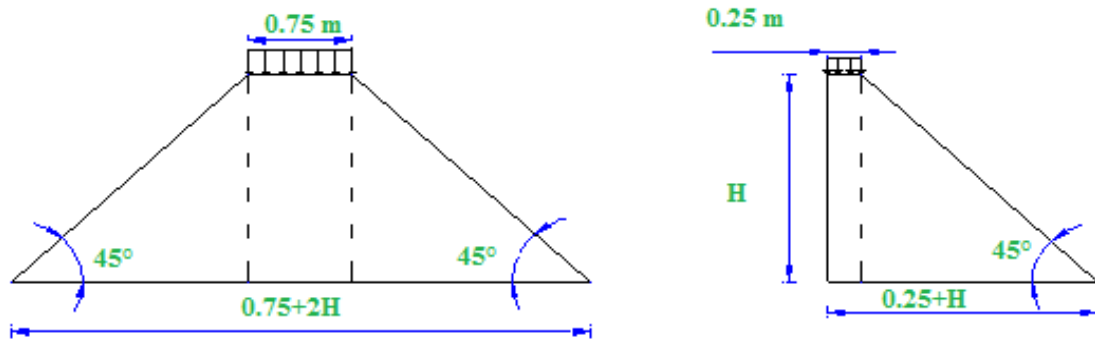
$\varphi = 35^\circ$  : Angle de frottement interne du sol.

D'où :  **$M_t = 0.65 \text{ t.m/ml}$** .

Fig.13.5.poussée sur le mur

##### - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B<sub>C</sub> (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m × 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.



**Fig.13.6. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx$$

Avec :  $k = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS. .

$b_c = 1,1$  : coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0,271$ .

$h = 2$  m.

$K_{ELS} = 0,271 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,35$

$K_{ELU} = 0,271 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,47$

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2h} [2.52 \ln(0.25 + x) - x]_0^h$$

ELU:  $M_p = 4.19$  t.m/ml.

ELS:  $M_p = 3.12$  t.m/ml.

#### - Moment due a la force de freinage:

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à  $45^\circ$  à partir du bord du rectangle d'impact.

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

$\mu$  : coefficient de pondération

$\mu = 1,6$  à l'E.L.U

$\mu = 1,2$  à l'E.L.S

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à  $45\%$ .

ELU:  $M_f = 9.03$  t.m/ml.

ELS:  $M_f = 6.78$  t.m/ml.

Le moment total à l'encastrement:

$$\text{ELU: } M = 1.35 M_t + (M_p + M_f) = \mathbf{14.09 \text{ t.m/ml.}}$$

$$\text{ELS: } M = M_t + (M_p + M_f) = \mathbf{10.55 \text{ t.m/ml.}}$$

### - le Ferrailage du mur garde grève :

#### ➤ Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

Le ferrailage se fait à l'aide de la calculatrice à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$$A_s = \mathbf{18.1 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Donc on a **6HA20** pour  $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA14** pour  $A'_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

#### ➤ Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera de barres HA10 tous les 15 cm.

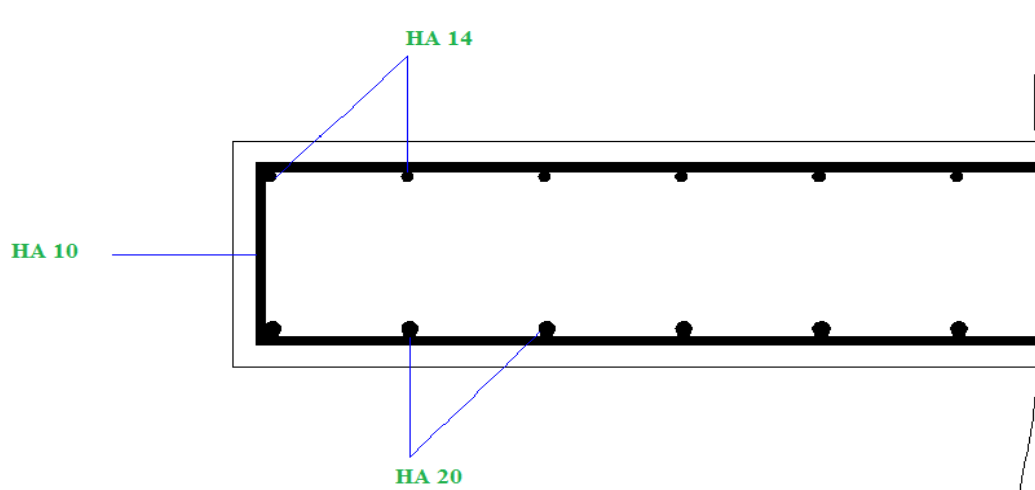


Fig.13.7. vue en plan du ferrailage du mur

#### ➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

-En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 207.314 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ Mpa.} \quad \Longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 204.7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ Mpa.} \quad \Longrightarrow \text{Vérifiée}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$25.13 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.27 \times 2.22}{400} = 3.45 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

### 13.5.2- La 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.

#### - Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $g_2 = 1.8 \times 1 \times 1 = 1.8 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2.2 \times 0.07 \times 1 = 0.154 \text{ t/m}^2$ .
- Poids total:  $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.704 \text{ t/m}^2$ .
- Surcharges :  $Q = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}^2$ .

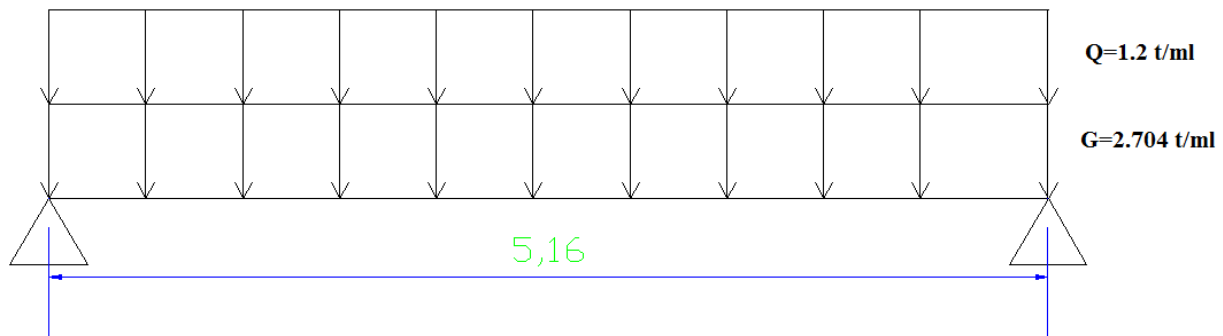


Fig.13.8. Dalle de transition

Type de charge	Q(t/ml)	Moment(t.m)	Effort tranchant(t)
Poids propre	0.75	2.49	1.935
Revetment	0.154	0.51	0.397
Remblai	1.8	5.99	4.644
surcharge	1.2	3.99	3.096

Tableau.13.13

#### - Combinaison des efforts :

ELU :

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 18.52 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 14.38 \text{ t /ml.}$$

ELS:

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 13.778 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q = 10.59 \text{ t /ml.}$$

#### - Le Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1\text{m} ; d = 0.27\text{m.}$$

Le ferrailage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$A_s = 24.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Soit : **8HA20** pour

$A_s = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Pour l'armature de construction,

On prend:

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Donc on prend: **8HA12** pour  $A_s' = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**-Vérification des contraintes à l'ELS :**

➤ **En fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{ij}} \right\} = 207.314 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.1 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ Mpa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifiée.}$$

$$\sigma_s = 202.6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ Mpa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifiée.}$$

**- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{ij}}{f_e} \quad \text{Avec (} A_s \text{ : section d'armature tendues).}$$

$$25.13 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.27 \times 2.22}{400} = 3.45 \text{ cm}^2.$$

**- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0.1438}{0.27} = 0.53 \text{ Mpa.}$$

$$\tau'_u = \inf \{ 4 \text{ MPA} ; 0.1 f_{c28} \} = 2.7 \text{ MPA. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau'_u \geq \tau_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = \frac{0.53 \times 1}{0.8 \times 400} = 0.16 \text{ cm.}$$

**- Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4 b}{f_e} = \frac{0.40 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t \geq 3.2 \text{ cm}^2$$

**Soit 3 barres de HA10 / ml pour  $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$  .**

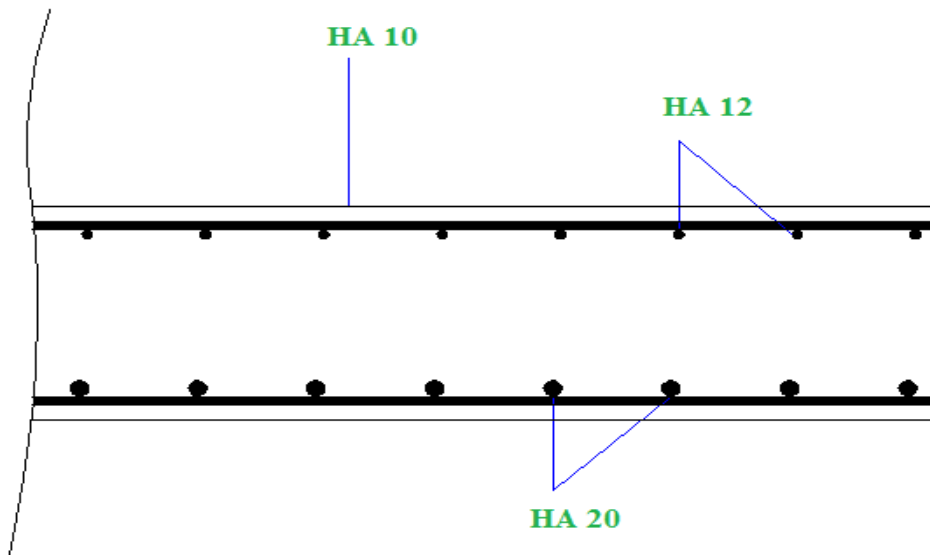


Fig.13.9.ferraillage de la dalle

### 13.5.3- Corbeau :

#### - Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = ql / 2 = 0,3 \times 5,16 \times 2,5 / 2 = 1.935 \text{ t/ml.}$
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = ql / 2 = 0,5 \times 5,16 \times 1,8 / 2 = 2.322 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = ql / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,45 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = ql / 2 = 0,5 \times 2,5 / 2 = 0.625 \text{ t/ml.}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = ql / 2 = 5,16 \times 1,2 / 2 = 3.096 \text{ t/ml.}$

- Réactions :  $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 12.15 \text{ t/ml.}$   
 $R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 9.05 \text{ t/ml.}$
- Moments :  $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1.82 \text{ t/ml.}$   
 $M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1.357 \text{ t/ml.}$

#### - Le Ferraillage du corbeau :

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **EXPERT BA**:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m. } d=0.225 \text{ m.}$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 3\text{HA}12 \text{ pour } A_s = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### - Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$3.39 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.225 \times 2.22}{400} = 2.87 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Vérfiée.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ . Soit : 2 HA10 pour } A'_s = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour les armatures transversales ; on utilise des cadres de **HA 10 espacés de 20 cm**.  
D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m**.

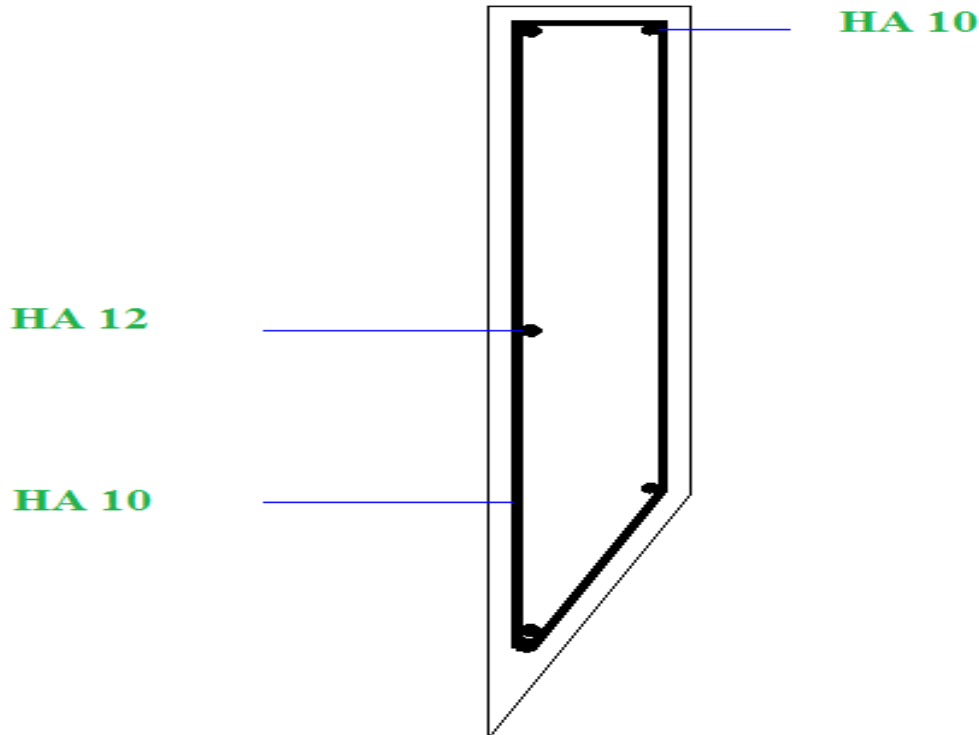


Fig.13.10.ferrailage du corbeau

#### 13.5.4- Mur frontal :

##### - Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

##### ● Forces verticales :

- Réaction du tablier due à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

##### ● Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable.

Désignation	P(t)	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	H	V	$M_R$	$M_S$
<b>Mur de garde grève</b>	<b>CN : 24.9</b>	0	24,9	1,35	9,1	0	33,615
	<b>horizontal +Vertical</b>	7,47	27,141	1,35	9,1	67,977	36,64
<b>Corbeau</b>	<b>CN : 12.09</b>	0	12,188	1,62	8,47	0	19,704
	<b>horizontal +Vertical</b>	3,66	13,284	1,62	8,47	30,956	21,477
<b>Mur frontal</b>	<b>CN : 410.85</b>	0	410,85	0,75	4,8	0	308,138
	<b>horizontal +Vertical</b>	123,255	447,827	0,75	4,8	591,624	335,87
<b>Mur en retour</b>	<b>CN : 125.94</b>	0	125,94	4,71	6,54	0	593,1774
	<b>horizontal +Vertical</b>	37,78	137,27	4,71	6,54	247,0812	646,5417
<b>Dalle de transition</b>	<b>CN : 60.37</b>	0	60,372	4,08	9,25	0	246,318
	<b>horizontal +Vertical</b>	18,116	65,805	4,08	9,25	167,532	268,486
<b>Poids des terres sur DDT</b>	<b>CN : 144.89</b>	0	144,893	4,08	9,6	0	591,163
	<b>horizontal +Vertical</b>	43,468	157,933	4,08	9,6	417,291	644,367
<b>Poussée sur MGG+MF</b>	<b>CN : 299.44</b>	89,83	299,44	0	4,37	392,56	0
	<b>horizontal +Vertical</b>	167,73	508,78	0	4,37	732,98	0
<b>Poids des surcharges</b>	<b>CN : 159.12</b>	0	159,12	5,75	9,6	0	914,94
	<b>horizontal +Vertical</b>	47,74	173,44	5,75	9,6	458,304	997,28
<b>Réaction du tablier</b>	<b>CN : 533</b>	0	533	0,6	8,35	0	319,8
	<b>horizontal +Vertical</b>	159,9	580,97	0,6	8,35	1335,165	348,582
<b>freinage</b>	<b>18</b>	0	18	0	8,35	150,3	0
<b>Totale</b>	<b>CN</b>	89,83	1788,7	//	//	542,86	3026,86
	<b>horizontal +Vertical</b>	609,11	2112,45	//	//	4048,91	3299,24

Tableau.13.14

**- Effort a la base du mur :**

Les conditions normales		Conditions sismiques	
M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
2484	1788.7	749.67	2112.45

Tableau.13.15

**- les combinaisons :**

combinaison		Condition normale	Condition sismique
M (t.m/ml)	ELU	202.01	60.97
	ELS	149.64	45.16
N (t/ml)	ELU	145.47	171.79
	ELS	107.75	127.26

Tableau.13.16

**- Ferrailage du mur de front :****- condition normale :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :  $f_{c28} = 27$  MPA,  $b_0 = 1$  m ;  $h = 1.5$  m.

$$N_{ELU} = 145.47 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELU} = 202.01 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait à l'aide de la caleulette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$$A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s' = 20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**- La condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} = 17.23 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée donc on prend } A_s$$

D'après le B.A.E.L on prend **7HA 20** = 21.99 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15cm.

**- Vérification :**

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A_s' = 0$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 149.64 \text{ t.m}$$

Donc,

$$\sigma_{bc} = 4.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 117.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

Donc,  $A_s = 21.99 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  7HA 20 avec un espacement  $E = 15 \text{ cm}$ .

**- condition sismique :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$ ,  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1.5 \text{ m}$ .

$$N_{ELU} = 171.79 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELU} = 60.97 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$$A_s = 15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s' = 15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} = 17.23 \text{ cm}^2 \text{ la condition n'est pas vérifiée donc on prend } A_{\min}$$

D'après le B.A.E.L on prend 6HA 20 = 18.85 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20cm.

**- Vérification :**

On fait la vérification à l'E.L.S:

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15 \text{ cm}^2, \quad M_{\text{ser}} = 45.16 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 300.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

Donc,

$$A_s = 18.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6\text{HA } 20 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

**➤ Horizontalement :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1,5 \text{ m}$ .

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

On aura donc:

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit: } 5\text{HA}20 \text{ pour } A_s = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**13.5.5- Mur en retour :****- Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

➤ **Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres :  $P_t = \frac{1}{2} [0,271 \times 1,8 \times (8.6)^2 \times 1] = 18.04 \text{ t/ml}$ .
- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 1,2 \times 8.6 \times 0,271 \times 1 = 2.79 \text{ t/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$ .

➤ **Les moments :**

- Poussée des terres :  $M_t = 18.04 \times \frac{1}{3}(8.6) = 51.71 \text{ t.m/ml}$ .
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 2,79 \times 2.87 = 8.01 \text{ t.m/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2,4 \times 7.6 = 18.24 \text{ t.m}$ .

➤ **Les combinaisons :**

ELU:  $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 111.81 \text{ t.m/ml}$ .

ELS:  $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 83.21 \text{ t.m/ml}$ .

➤ **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :  $P_G = 1 \times 0,5 \times 8.6 \times 2,5 = 10.75 \text{ t}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$ .
- Poids propre de la superstructure:  $P_{su} = 0,56 \text{ t/ml}$ .

➤ **Les moments :**

- Poids propre du mur :  $M_G = 10.75 \times 3.21 = 34.38 \text{ t.m}$
- Poids propre de la superstructure:  $M_{su} = 0,56 \times 0,5 = 0,28 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4,8 \times 8.5 = 40.8 \text{ t.m}$ .

➤ **Les combinaisons :**

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 112.07 \text{ t.m}$

ELS:  $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 83.62 \text{ t.m}$

**- Le ferrailage de la première partie du mur:**

➤ **Verticalement :**

$M_{ELU} = 112.07 \text{ t.m/ml}$ .

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $h = 1 \text{ m}$  ;  $b = 0.5 \text{ m}$ .

Le ferrailage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat nous donne :

$A_s = 35.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Soit : **5HA32** pour  $A_s = 40.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**-Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$  Avec ( $A_s$  : section d'armature tendus).

$35.5 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2$  vérifié.

Pour l'armature de construction on prend :

$A_s' = \frac{A_s}{3} = 11.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Soit : **6HA16** pour  $A_s' = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

➤ **Horizontalement :**

$$M_{ELU} = 111.81 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa, } h=1\text{m, } b=0.5\text{m}$$

Le ferrailage à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$$A_s = 35.4 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 8\text{HA}25 \text{ pour } A_s = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_c} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$35.4 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.72 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = 11.8 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } 6\text{HA}16 \text{ pour } A_s' = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Armatures transversales :**

Pour les armatures latérales, on utilise des HA10 tous les 30 cm.

Pour les armatures de construction on utilise des épingles de  $\Phi 10$ .

**- Etude de l'oreille :**

➤ **Efforts verticaux :**

Les efforts verticaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_V = \frac{2.5 \cdot l \cdot h}{2} \cdot e + 0.3l + P_V.$$

$$T_{V\text{ELS}} = \frac{2.5 \times 4.5 \times 5.6}{2} \times 0.5 + 0.3 \times 4.5 + 1.2 \times (4) = 21.9 \text{ t.}$$

$$T_{V\text{ELU}} = 1.35 \times \left( \frac{2.5 \times 4.5 \times 5.6}{2} \times 0.8 + 0.3 \times 4.5 \right) + 1.6 \times (4) = 30.76 \text{ t.}$$

$$M_V = \frac{2.5 l^2 \cdot h}{6} \cdot e + 0.3 \frac{l^2}{2} + P_V(l - 1).$$

$$M_{V\text{ELS}} = \frac{2.5 \times 4.5^2 \times 5.6}{6} \times 0.5 + 0.3 \times \frac{4.5^2}{2} + 1.2 \times (4(4.5 - 1)) = 43.46 \text{ t.m.}$$

$$M_{V\text{ELU}} = 1.35 \times \left( \frac{2.5 \times 4.5^2 \times 5.6}{6} \times 0.5 + 0.3 \times \frac{4.5^2}{2} \right) + 1.6 \times (4(4.5 - 1)) = 62.87 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{ELS}} = 43.46 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{ELS}} = 21.9 \text{ t}$$

$$M_{\text{ELU}} = 62.87 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{ELU}} = 30.76 \text{ t}$$

➤ **Efforts horizontaux :**

Les efforts horizontaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_H = \left( \frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{l \cdot h}{2} + P_H.$$

$$T_{H\text{ELS}} = \left( \frac{5.6}{3} + 0.5 \right) \frac{4.5 \times 5.6}{2} + 1.2 \times 2 = 32.22 \text{ t.}$$

$$T_{H\text{ ELU}} = 1.35 \times \left( \left( \frac{5.6}{3} + 0.5 \right) \frac{4.5 \times 5.6}{2} \right) + 1.6 \times 2 = 43.46 \text{ t.}$$

$$M_H = \left( \frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + P_H(1 - 1).$$

$$M_{H\text{ ELS}} = \left( \frac{5}{3} + 0.5 \right) \frac{4.5^2 \times 5.6}{6} + 1.2 \times 2(4.5 - 1) = 49.35 \text{ t.m.}$$

$$M_{H\text{ ELU}} = 1.35 \times \left( \left( \frac{5}{3} + 0.5 \right) \frac{4.5^2 \times 5.6}{6} \right) + 1.6 \times 2(4.5 - 1) = 66.48 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{ELS}} = 49.35 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{ELS}} = 32.22 \text{ t}$$

$$M_{\text{ELU}} = 66.48 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{ELU}} = 43.46 \text{ t}$$

### - Le ferrailage de l'oreille :

#### ➤ Verticalement :

$$M_{\text{ELU}} = 62.87 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPA} ; h = 1\text{m} ; b = 0.5\text{m.}$$

Le ferrailage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat nous donne :

$$A_s = 19.1 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 7HA20 pour } A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### - Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$19.1 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.37 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : 5HA14 pour } A'_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### ➤ Horizontalement :

$$M_{\text{ELU}} = 66.48 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa, } h=1\text{m, } b=0.5\text{m}$$

Le ferrailage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat nous donne :

$$A_s = 20.3 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 7HA20 pour } A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### - Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$20.3 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.72 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.77 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : 5HA14 pour } A'_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**13.5.6- Etude de la semelle :**Longueur :  $L = 16.9$  mLargeur :  $B = 7.5$  mEpaisseur :  $E = 1,5$  m➤ **Conditions normales :** $N_{\max} = 3078.34$  t. $M_{\max} = 1766.71$  t.m.➤ **Conditions sismiques : G (1 ± 0,09)** $N_{\max} = 2658.27$  t. $M_{\max} = 3039.36$  t.m.**- Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}, \quad n : \text{nombre de pieux}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{3078.34}{10} + \frac{1766.718 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 399.8 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3078.34}{10} - \frac{1766.718 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 209.8 \text{ t.}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{2658.27}{10} + \frac{2039.36 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 379.12 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2658.27}{10} - \frac{2039.36 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 152.537 \text{ t.}$$

**- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :****- Armatures transversales inférieures :**

La Condition de la méthode est:  $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h_s \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.05 \quad \rightarrow \quad \alpha = 46.47^\circ \geq 45^\circ \quad \rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$h_s = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.5}{4} = 1.425$$

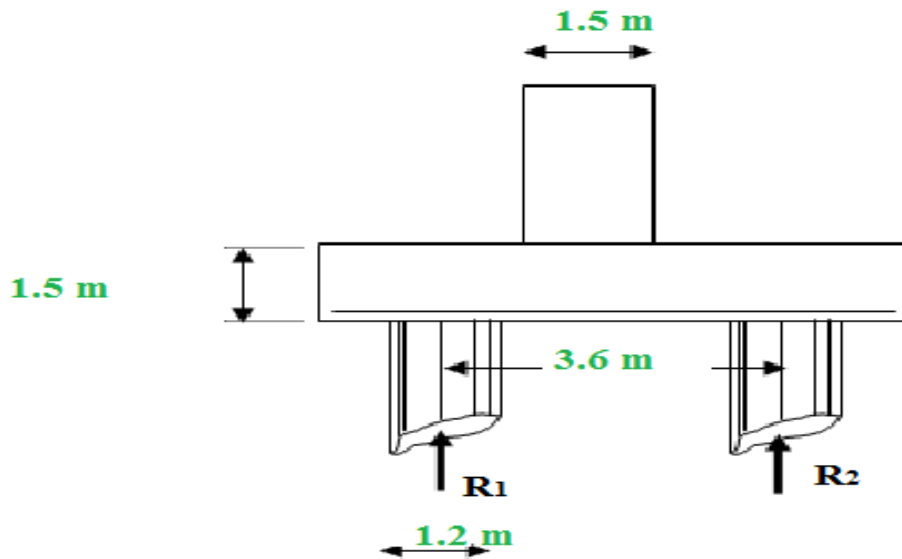


Fig.13.11. schema de la semelle

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{399.8}{26667} \times \frac{1.425}{1.5} = 0.01424 \text{ m}^2$$

$$A_s = 142.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{379.12}{40000} \times \frac{1.425}{1.5} = 0.009 \text{ m}^2$$

$$A_s = 90.041 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable  $A_s = 142.43 \text{ cm}^2$

On prend **18 HA32**,  $A_s = 144.76 \text{ cm}^2$ .

**n** : Nombre de barre = 18 barres.

**d** : Enrobage = 10cm.

$\phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de :  $S_t = \frac{(\phi + H - d)}{n-1} = \frac{1.2 + 1.8 - 0.1}{18-1} \approx 0.171 \text{ m} = 17.1 \text{ cm}$

On prend : **St=15 cm**.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$ .

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 142.43 = 47.48 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA25} \quad A_{\text{infl}} = \mathbf{48.09 \text{ cm}^2}$$

**- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 142.43 = 47.48 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA25} \quad A_{\text{infl}} = \mathbf{48.09 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.8-0.1)}{10-1} = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

**- Armatures de construction :**

**- Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{142.43}{10} = 14.243 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA14}, \quad A_s = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.8-0.1)}{10-1} = 30 \text{ cm}$$

**- Armatures longitudinales supérieures :**

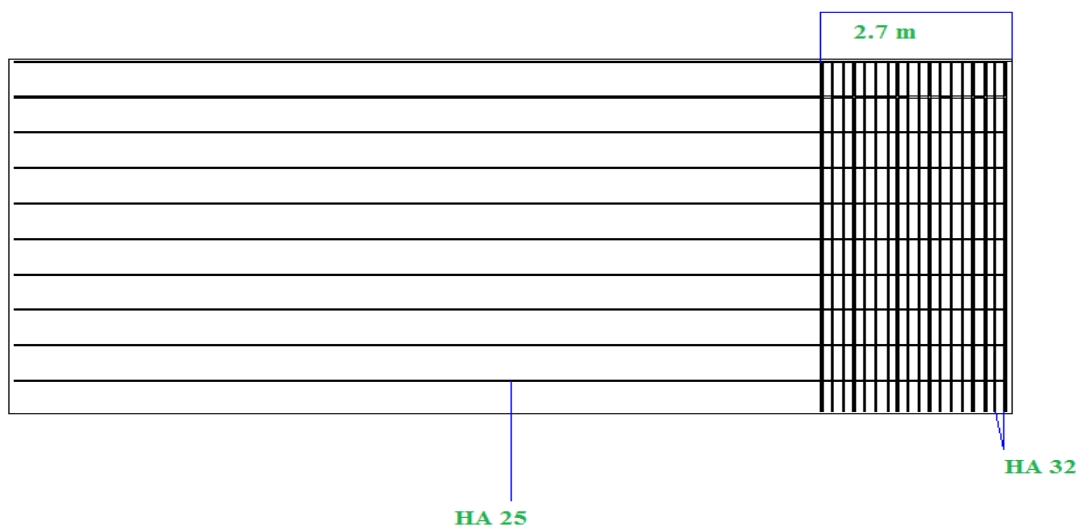
$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 142.43 = 47.48 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA25} \quad A_{\text{sup}} = \mathbf{48.09 \text{ cm}^2}$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.8-0.1)}{10-1} = 30 \text{ cm}$$

**- Armatures latérales :**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{142.43}{10} = 14.243 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA14}, \quad A_{\text{sup}} = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1m**.



**Fig.13.12.ferraillage inferieur de la semelle**

**13.5.7- Les pieux :**

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qui nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter

les tassements différentiels, centrés sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**Note:** On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

### - Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre du pieu.

$C_u$  : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

Les pieux sont supposés encastés en tête dans la semelle et libres à la base, ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de  $\bar{P}$  et  $\bar{M}$ .

$\bar{P}$  : effort horizontal en tête de pieu.

$\bar{M}$  : Moment fléchissant en tête de pieu.

$$\bar{M} = - \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Où :  $\lambda$  paramètre dépendant du module de réaction du sol «  $C_u$  » et des caractéristiques du pieu et a la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\phi \cdot C_u}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.217 \text{ m}^{-1}$$

Avec :

$\phi$  : Le diamètre du pieu ;  $\phi = 1.2 \text{ m}$ .

$C_u$  : le module de réaction du sol ;  $C_u = 25 \text{ MN/m}^3$ .

I : moment d'inertie du pieu ;  $I = 0.102 \text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton ;  $E = 33000 \text{ MPA}$ .

D'où :  $\lambda \cdot L = 4,345$  avec  $L = 20 \text{ m}$  la longueur du pieu.

$$\Rightarrow \begin{cases} X_{\theta P} = 1.293 \\ X_{\theta M} = 1.559 \end{cases} \text{ tirés à partir des tableaux de WERNER.}$$

**-Effort tranchant en tête du pieu :****➤ Condition normale :**

Poussée de la terre = 514.57 t

$$H = 514.57 \text{ t, D'où } : \bar{P} = \frac{H}{10} = 51.46 \text{ t/pieu.}$$

**➤ Condition sismique :**

$$\text{Séisme} = 851,7, \text{ d'où } : \bar{P} = \frac{H}{10} = 85.17 \text{ t/pieu.}$$

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta p}.$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta p}.$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement = 0.217 m<sup>-1</sup>

$X_{\theta M}$ ;  $X_{\theta p}$  : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta p} = 0 \rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta p}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\text{Condition normale : } \bar{P} = 51.46 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = -\frac{1.293}{1.559} \times \frac{51.46}{0.217} = -196.68 \text{ t.m}$$

$$\text{Condition sismique : } \bar{P} = 152.2 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = -\frac{1.293}{1.559} \times \frac{85.17}{0.217} = -393.31 \text{ t.m.}$$

**- Ferrailage des pieux :**

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\min} = 152.54 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 393.31 \text{ t.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi D \beta_W R^2} = \frac{3.93}{(3.14) \times 1.2 \times 27 \times 0.6^2} = 0.107. \\ \frac{N_r}{\pi \beta_W R^2} = \frac{1.52}{(3.14) \times 27 \times 0.6^2} = 0.0498. \end{array} \right.$$

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de  $\omega$  :

$$\omega = 0.31$$

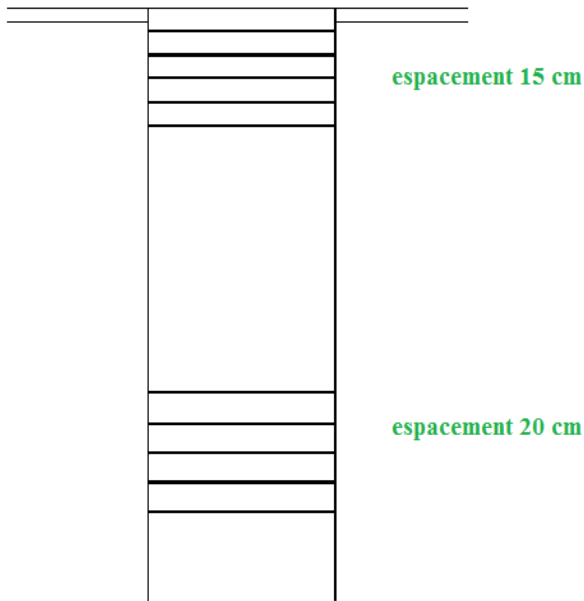
$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi \beta_W R^2} = 0.27.$$

$$F_a = \frac{0.31 \times (3.14) \times 27 \times 0.6^2}{400} = 236.53 \text{ cm}^2.$$

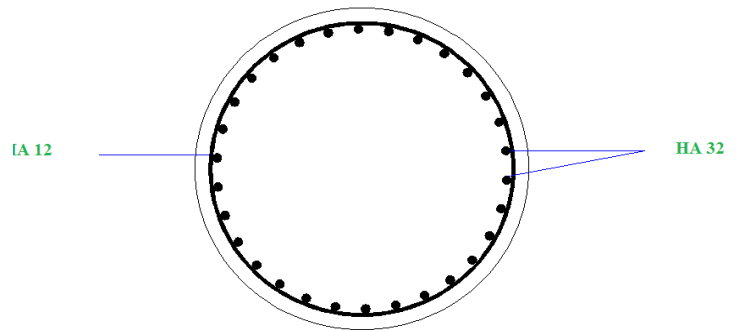
On prend **30HA32** pour  $A_s = 241.27 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales :**

On prend des cercles fermés de **HA12** avec un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.



**Fig.13.13.ferrailage des pieux**



**Fig.13.12.schema transversale du ferrailage**

### 13.5.8-Plot parasismique :

#### ➤ La disposition des plots sismique :

Les plots parasismiques sont des dispositifs qui ont pour rôle d'empêcher le déplacement des appareils d'appuis sous l'effet d'un éventuel séisme transversal. Ils sont généralement encastés sur la partie supérieure du mur frontal sur le sommier d'appuis entre les appareils d'appuis.

#### a. Estimation des efforts agissants sur le bloc :

Le bloc est soumis à un effort sismique horizontal égal à  $0,3 G/2$ .

$$\frac{G}{2} = 533.335 \text{ t Poids du tablier qui revient à la culée.}$$

$$F = 160 \text{ t}$$

La force sismique qui revient à chaque plot

$$F = 160 \times 0.4 = 64 \text{ t}$$

Le plot étant encasté dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale.

$$M = 64 \times 0.39 = \mathbf{24.96 \text{ t.m}}$$

#### a. Le ferrailage :

Le calcul sera fait par la calculette expert béton armé

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M = 24.96 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 0.7 \text{ m} ; d = 0.5 \text{ m.}$$

$$A_s = 11.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6 \text{ HA16 pour } A_s = 12.06 \text{ cm}^2.$$

$$A's = A_s/3 = 11.5/3 = 3.83 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 6 \text{ HA10 POUR } A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

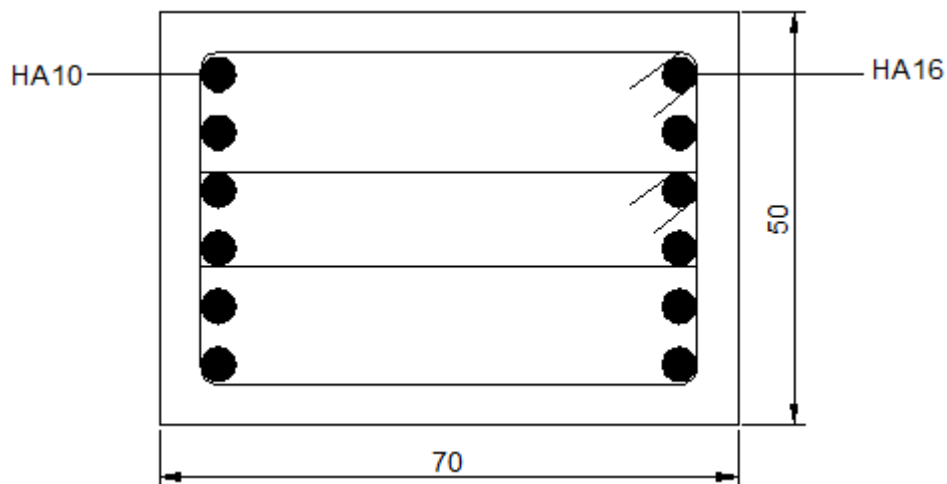
Pour l'armature transversale:  $\Phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

On utilise des cadres HA10.

2 cadres HA10 espacée de 7.5 cm

**La condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} b d = 3.98 \text{ cm}^2 \text{ alors la condition est vérifiée.}$$



**Fig.13.14.Ferrailage du plot parasismique**



## - Introduction :

La pile a un rôle principale de supporter et transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile. Notre ouvrage franchit une autoroute pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile contiennent des fûts à section circulaire liées par un chevêtre

### 14.1-Implantation de la pile

La hauteur de la PILE sera évaluée par la formule suivante :

**Culée = côte projet – côte fondation.**

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

désignation	pile
cote projet (m)	48.84
Cote TN (m)	41.259
Cote de la fondation (m)	38.259
Hauteur de la pile (m)	7.5

Tableau.14.1

### 14.2-Pré dimensionnement des éléments de la pile :

#### 14.2.1- chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur :  $L = 9 \times 1.67 + 2 \times 0.535 = 16.6$  m
- Largeur :  $E = 2 \times 0.5 + 2 \times 0.55 = 2.1$  m
- Hauteur :  $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$ .

D'où  $H = 1,4$  m.

#### 14.2.2-fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant. Nous allons prendre cinq fûts à un diamètre fixe de 1,4m et un entraxe de 3.5 m

#### 14.2.3-semelle :

Epaisseur : 1.5 m

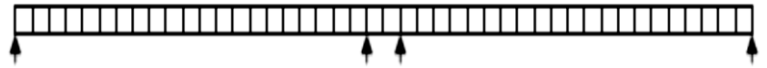
Largeur : 5.20 m

Longueur : 16.9 m

### 14.3-Répartition Des Charges Sur La pile :

- **Poids propre du tablier :**

$$R_{\max} = \frac{31.94 \times 66.80}{2} = 1066.796 \text{ t}$$



- **Poids propre du chevêtre :**

$$G_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 16.6 \times 2.1 \times 1.4 = 122.01 \text{ t}$$

$$G_c = 7.35 \text{ t/m}$$

$$R_{\max} = 122.01 \text{ t}$$

#### 14.3.1- Répartition des surcharges sur la pile

##### a- La surcharge A (I) :

- **Pour 1 travée**

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12+32.4} = 1.040 \text{ t/m}^2$$

$$A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.99 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = \frac{0.99 \times 11 \times 32.4}{2} = 176.42 \text{ t}$$

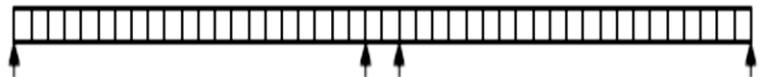


- **Pour 2 travées**

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12+64.8} = 0.698 \text{ t/m}^2$$

$$A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.664 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = \frac{0.664 \times 11 \times 64.8}{2} = 236.65 \text{ t}$$



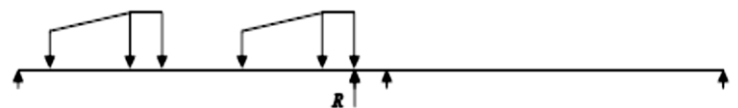
##### b- La surcharge Bc :

- **Pour 1 travée**

$$bc = 0.8 \quad \delta = 1.0790$$

$$R =$$

$$\frac{48 \times (20.4 + 21.9 + 30.9 + 32.4) + 24 \times (15.9 + 26.4)}{32.4} = 187.78 \text{ t}$$



$$R_{\max} = R \times bc \times \delta = 162.09 \text{ t}$$

➤ Pour 2 travées

$$R_1 = \frac{48 \times (32.4 + 30.9) + 24 \times (26.4)}{32.4} = 113.34 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{48 \times (24.5 + 23) + 24 \times (29)}{32.4} = 91.85 \text{ t}$$

$$R_{\max} = (113.34 + 91.85) \times 0.8 \times 1.0418$$

$$R_{\max} = 171.01 \text{ t}$$

c- La surcharge Mc120 :

➤ Pour 1 travée

$$\delta = 1.069$$

$$R = \frac{29.35 \times 110}{32.4} = 99.64 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times \delta = 106.51 \text{ t}$$

➤ Pour 2 travées

$$\delta = 1.0362$$

$$R_1 = R_2 = 110 \times 31.425 / 32.4 = 106.68 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 2R_1 \times \delta = 110.55 \text{ t}$$

d-La surcharge D240 :

➤ Pour 1 travée

$$R_{\max} = 240 \times 23.1 / 32.4 = 171.12 \text{ t}$$

➤ Pour 2 travées

$$R_{\max} = 240 \times 28.3 / 32.4 = 209.62 \text{ t}$$

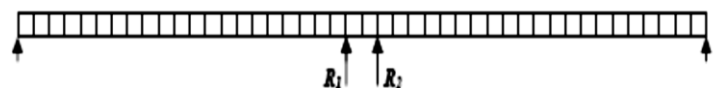
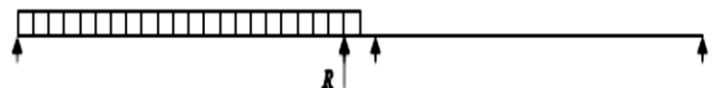
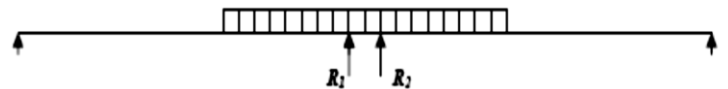
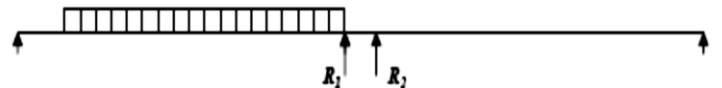
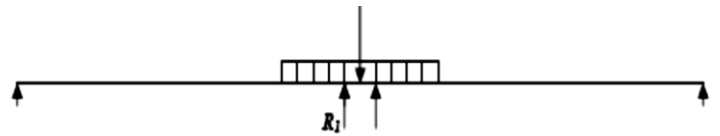
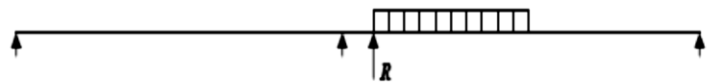
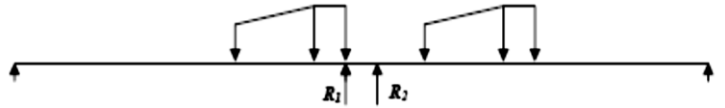
e-Les surcharges sur trottoirs :

➤ Pour 1 travée

$$R_{\max} = 0.45 \times 32.4 / 2 = 7.29 \text{ t}$$

Pour 2 travées

$$R_{\max} = 0.45 \times 32.4 = 14.58 \text{ t}$$



**Tableau récapitulatif des réactions :**

Pour 1 voie chargée

désignation	Surcharges	réactions
<b>A(L)</b>	0.99 t/m <sup>2</sup>	176.42 t
<b>Bc</b>	4×60 t	162.09 t
<b>Mc120</b>	110 t	106.51 t
<b>D240</b>	240 t	171.12 t
<b>Trottoirs</b>	0.45t/m	7.29 t

Tableau.14.2

désignation	Surcharges	réactions
A(L)	0.664 t/m <sup>2</sup>	236.65 t
Bc	4×60 t	171.01 t
Mc120	110 t	110.55 t
D240	240 t	209.62 t
Trottoirs	0.45t/m	14.58 t

Tableau .14.3

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

combinaisons		réactions
<b>Poids du tablier /poutre (t)</b>		106.679
<b>poids du chevêtre (t/ml)</b>		7.35
<b>poids de surcharges /poutre</b>	<b>A (L)</b>	23.665
	<b>D240</b>	20.962
	<b>S Tr</b>	1.458
<b>ELU</b>	<b><math>Pu=1,35G+1,6(P_{A(L)}+P_{St})/ Poutre( t )</math></b>	184.21
	<b><math>Pu=1,35G+P_{D240}/ poutre ( t )</math></b>	164.978
	<b><math>G chevêtre =1,35 Gc ( t/ml )</math></b>	9.92
<b>ELS</b>	<b><math>P ser=G+1,2(P_{A(L)}+P_{St})/ Poutre ( t )</math></b>	136.82
	<b><math>P ser=G+P_{D240}/ Poutre ( t )</math></b>	127.64
	<b><math>G chevêtre = Gc ( t/ml )</math></b>	7.35

Tableau.14.4

La réaction la plus défavorable est celle du  $Pu=1,35xG+1,6 (P_{A(L)}+P_{St})$  à l'ELU:

$R_{max}= 184.21 t.$

Avec le poids propre du chevêtre multiplié par le coefficient de majoration :

$$G_{\text{chevêtre}} = 1,35 \times G_c = 9,92 \text{ t/ml.}$$

#### 14.4-calcul du chevêtre

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue simplement appuyée sur cinq fûts et Il sera passé par deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

##### 14.4.1-Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel **ROBOT Structural Analysis 2010** :

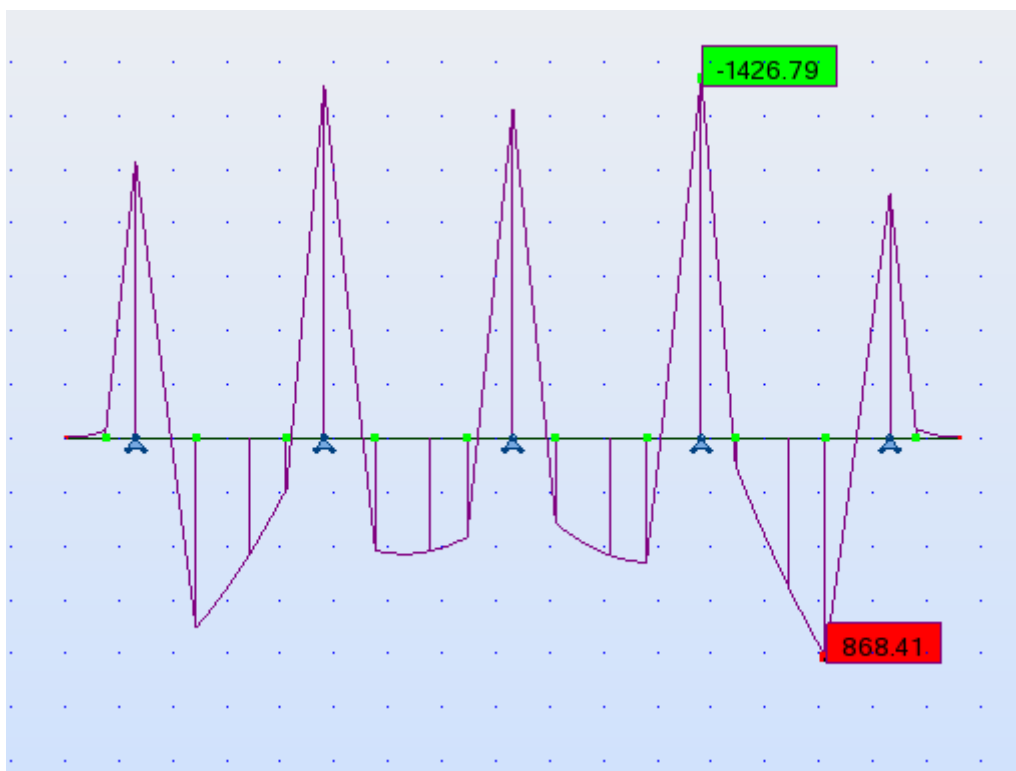


Fig .14.1 les sollicitations dues aux surcharges

A L'ELU :

$$M^{-\max} = -142,679 \text{ tm}$$

$$M^{+\max} = 86,841 \text{ tm}$$

A L'ELS :

$$M^{-\max} = -105,95 \text{ tm}$$

$$M^{+\max} = 64,49 \text{ tm}$$

**a-Armature Longitudinale :**

Section (2.1x1.4) m<sup>2</sup>

$F_{c28}=27$  MPa

Acier FeE40 A (Fe=400MPa)

Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b=1.5$

Coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s=1.15$

Coefficient de durée du chargement :  $\theta=1$

$E_s=2.10^5$ MPa

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

$n = 15$  coefficient d'équivalence acier /béton

➤ **Ferraillage a L'ELU :**

**Section d'armature supérieure (sur appui) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$f_{c28} = 27$  Mpa.

$\theta = 1$  et  $\gamma_b = 1.5$

D'où :  $f_{bu} = 15.3$  MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec :  $M_u = 142.67$  t.m = 1.427 MN.m

$d = 0.9h = 0.9 \times 1.4 = 1.26$ m.

$b = 2.1$  m.

D'ou :  $\mu = \frac{1.427}{2.1 \times 1.26^2 \times 15.3} = 0.028$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.66$$

$\mu_r = 0.8\alpha_r(1 - 0.4\alpha_r) = 0.39$

$\mu < \mu_r$  Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ )

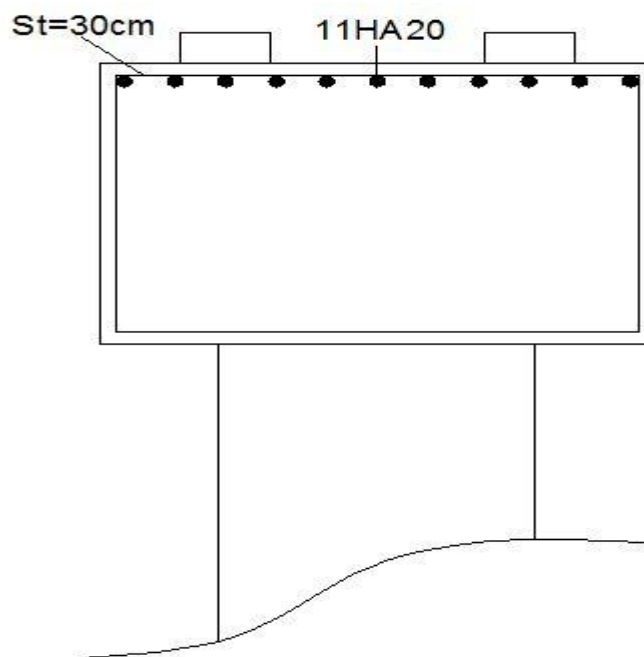
Donc notre cas ; la section n'a pas d'armature comprimée:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.24 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{1.42}{1.24 \times 348} = 32.9 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend **11HA20** ( $34.56 \text{ cm}^2$ )



**Fig.14.2 ferrailage supérieure du chevetre**

**-Section d'armature inférieure (en travée) :**

De la même façon, on trouve :

$$\mu = \frac{0.868}{2.1 \times 1.26^2 \times 15.3} = 0.017$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

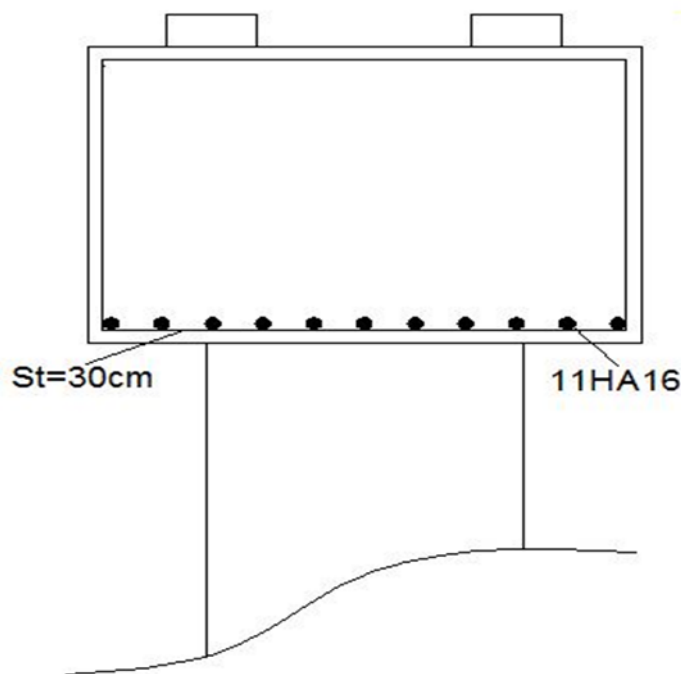
$$\alpha_r = 0.66$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.25 \text{ m}$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **11 HA16** (22.12 cm<sup>2</sup>)



**Fig.14.3. ferrailage inférieure du chevrete**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

**-Section d'armature supérieure (sur appui) :**

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}) = 207.31 \text{ MPa.}$$

Avec :  $n=1.6$  et  $f_{tj}=2.22 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec  $A'_s = 0$  (section sans armatures comprimées)

$$X = 0.21 \text{ m.}$$

$$I = 0.065 \text{ m}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 1.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{1.05 \times 0.21}{0.065} = 3.39 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 16.2 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{st}} = 15 \frac{1.05(1.3 - 0.21)}{0.065} = 204.11 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 207.31 \text{ Mpa} \text{ vérifiée}$$

### -Section d'armature inférieure (en travée) :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \min(0.5 f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}) = 207.31 \text{ MPa.}$$

Avec :  $n=1.6$  et  $f_{tj}=2.22 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} \quad \sigma_{\text{st}} = n \frac{M_{\text{ser}} \cdot (d-X)}{I} < \bar{\sigma}_{\text{st}}$$

$$X = 0.178 \text{ m.}$$

$$I = 0.041 \text{ m}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 0.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{1.05 \times 0.21}{0.065} = 3.39 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 16.2 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{st}} = 15 \frac{0.64(1.3 - 0.178)}{0.041} = 202.71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 207.31 \text{ Mpa} \text{ vérifiée}$$

### b-Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min[0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 2.7 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u$ : contrainte tangentielle dans le béton.

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

$$\tau = \frac{2.44}{2.1 \times 1.26} = 0.92 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à **20 cm** d'après « S.E.T.R.A » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28k})}{0.9f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

$$A_t \geq 3.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.4b_0S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 2.1 \times 0.2}{400} = 4.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min}) = 4.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **4 HA12** (4.52 cm<sup>2</sup>)

#### 14.4.2. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

##### a-Evaluation des efforts :

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas ou une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ( $e = 55 \text{ cm}$ ).

C : moment de torsion.

##### a.1-Moment de torsion du au poids propre :

On considère le cas ou l'ouvrage est en construction ou une seule travée repose sur le chevêtre

$$R_{\max} = 53.34 \text{ t}$$

$$M_1 = 1.35 \times 53.34 \times 0.55 = 39.60 \text{ t.m}$$

##### a.2-Moment de torsion du aux efforts de freinage :

$$R_{\max} = 15 \text{ t}$$

$$M_2 = 1.35 \times 15 \times 1.4/2 = 14.175 \text{ t.m}$$

##### a.3-Moment de torsion due aux surcharges A(L) + surcharges sur trottoirs :

$$R_{\max} = 183.91 \text{ t}$$

$$M_3 = 1.35 \times 183.91 \times 0.55 = 13.65 \text{ t.m}$$

$$M_{tu \max} = \max(M_1, M_2, M_3)$$

$$M_{tu \max} = 39.60 \text{ t.m}$$

Ferraillage du chevêtre :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée  $l_t$  au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$b_0 = 0.233 \text{ m}$$

$$\Omega = 2.178 \text{ m}^2$$

#### a.4-La contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu \max}}{2\Omega b_n} = 0.39 \text{ MPa}$$

#### b-Armatures longitudinales:

U c'est le périmètre extérieur égal à 7 m

$$A_l \geq \frac{M_{tu \max} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = 18.28 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **6 HA20** (18.85 cm<sup>2</sup>)

#### c-Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{M_{tu \max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.396 \times 0.2}{2 \times 2.178 \times \frac{400}{1.15}} = 0.52 \text{ cm}^2.$$

D'ou  $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4.2 + 0.52 = 4.72 \text{ cm}^2$

Donc on prend **4 cadres de HA 14** (6.16 cm<sup>2</sup>)

#### d-Vérification des contraintes :

##### d.1-Justification du béton :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.6; 5) = 3.6 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 0.99 \text{ MPa} \leq 12.96 \text{ MPa}$$

##### d.2-Contrainte d'adhérence :

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.22 = 2.99 \text{ MPa}$$

U : périmètre des armatures tendues.

Armatures tendues :

$$U = 7 \text{ HA20} + 6 \text{ HA20} = 0.816 \text{ m}$$

$$\tau_s = \frac{T}{Ud} = \frac{2.44}{0.816 \times 1.26} = 2.37 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_s = 2.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_s = 2.99 \text{ MPa.}$$

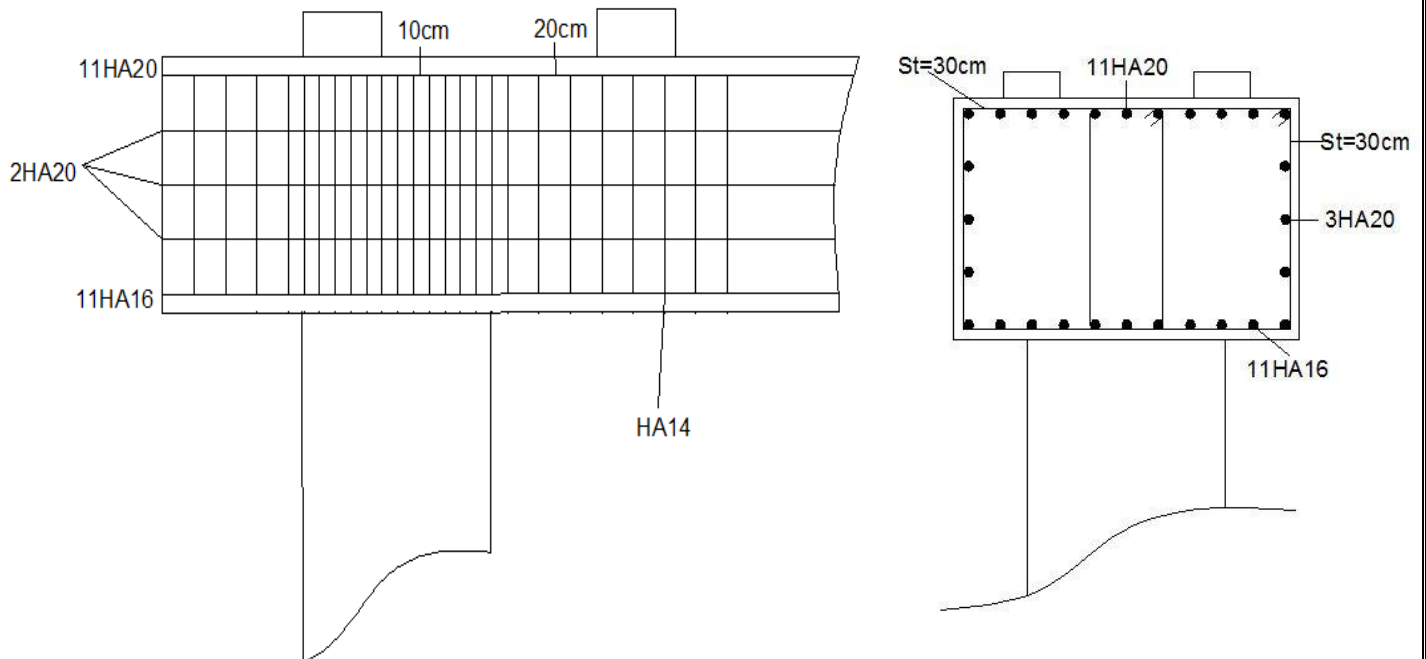
**c-Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec  $A_s$  : section d'acier tendu.

$$A_s = 7 \text{ HA20} + 6 \text{ HA20} = 40.84 \text{ cm}^2$$

$$\frac{40.84 \cdot 10^{-4}}{2.1 \times 1.26} = 0.0015 \geq 0.23 \frac{2.22}{400} = 0.00127 \text{ c'est vérifié.}$$



**Fig.14.4.Ferrailage du chevêtre**

### 14.5 Étude de fût :

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont encastres de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre).

1- Hauteur de fût : 5.82

2- Diamètre de fût  $\varphi = 1.4$  m

3- Nombre du fût  $n = 5$  fûts

➤ **Vérification de flambement du fût :**

$$L_c = 0.5 \times 5.82 = 2.91 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{\varphi}{4} = \frac{1.4}{4} = 0.35 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \lambda = \frac{2.91}{0.35} = 8.31$$

$\lambda \leq 50$  donc on n'a pas un risque de flambement

**Evaluation des efforts :**

➤ **Effort verticales :**

Poids propre du fut :

$$P = (\pi d^2 / 4) \times 5.82 \times 2.5 = 22.51 \text{ t}$$

Poids propre du chevêtre :

$$P = 122.01 \text{ t}$$

Soit par fut  $p = 24.4$  t

Poids propre du tablier :

$$P = 1066.796 \text{ t}$$

Soit par fut  $p = 213.35$  t

Donc

$$P_{\text{totale}} = 1301.36 \text{ t}$$

Soit par fut  $p = 260.26$  t

Surcharge d'exploitation :  $(A(l) + ST) = 251.23$  t

Soit par fut  $(A(l) + ST) = 50.25$  t

$$N_{\text{ELU}} = 1.35 \times (122.01 + 1066.796 + 6 \times 22.51) + 1.6 \times 251.23 = 2189.21 \text{ t}$$

$$N_{\text{ELS}} = (122.01 + 1066.796 + 6 \times 22.51) + 1.2 \times 251.23 = 1625.34 \text{ t}$$

Soit par fut

$$N_{ELU} = 437.84 \text{ t}$$

$$N_{ELS} = 325.06 \text{ t}$$

➤ **Effort horizontales :**

**Effort de freinage de BC :**

$$H_{BC} = 30 / 2 = 15 \text{ t}$$

$$H_{BC} = 3 \text{ t / fut}$$

➤ **Récapitulatif :**

Moments à la base du fût dû à l'effort de freinage

$$\text{- Freinage: } M_{BC} = 3 \times (5.82 + 1.4 + 0.31) = 22.6 \text{ t.m}$$

**Conditions sismiques:**

Selon le RPOA notre ouvrage est de 2<sup>ème</sup> groupe (liaison importante) dans une zone sismique très élevés (zone III) donc les coefficients d'accélération de séisme est de :

$$K_h = 0.30 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_h = 0.3 \times 1301.36 = 390.4 \text{ t soit par fut } \varepsilon_h = 78.08 \text{ t}$$

$$K_v = 0.09 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_v = 0.09 \times 1301.36 = 117.12 \text{ t soit par fut } \varepsilon_v = 23.42 \text{ t}$$

Moment du au poids propre :

$$M_{ELA} = 0.3 (1066.79 \times 7.52 + 122.01 \times 6.52 + 112.55 \times 2.91) = 2743.6 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit par fut } M_{ELA} = 548.71 \text{ t.m}$$

**Combinaisons des charges :**

À L'ELU:

$$N_{ELU} = 437.84 \text{ t}$$

$$M_{ELU} = 1.6 \times 22.6 = 36.16 \text{ t.m}$$

À L'ELS:

$$N_{ELS} = 325.06 \text{ t}$$

$$M_{ELS} = 1.2 \times 22.6 = 27.12 \text{ t.m}$$

À L'ELA :

$$N_{ELA} = G + E + 0.2 Q = 260.26 + 23.42 + 0.2 \times 50.25 = 293.73 \text{ t}$$

$$M_{ELA} = 548.71 + 0.2 \times 22.6 = 553.71$$

**14.5.1-Ferraillage de fut :**

**a-Armatures longitudinales :**

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Solen l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.4} = 0.03$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{2.93}{\pi 0.7^2 27} = 0.07 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{5.53}{\pi 0.7^2 1.4 \times 27} = 0.095 \end{cases}$$

$$N_r = N_u$$

$$M_r = M_u$$

$\beta_\omega$  : Résistance de béton.

D'après l'abaque de **WALTHER**, on tire la valeur de  $\omega$  :

$$\omega = 0.32$$

Avec :  $\omega$  : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

$F_a$  : Aire totale de l'armature passive.

D'où :

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{3.14 \times 0.7^2 \times 0.32 \times 27}{400} = 332.33 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 42 HA32 (337.78 cm<sup>2</sup>)

**b-Armatures transversales :**

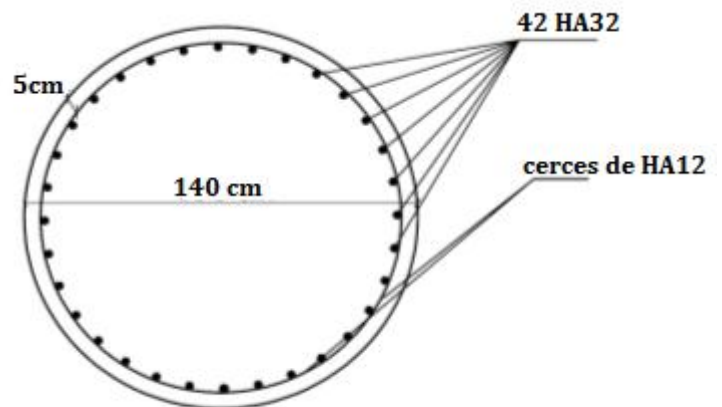
$$\Phi_t \geq \Phi_1 / 3 = 32 / 3 = 10.66 \Rightarrow \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

Avec un espacement de 20cm

**c-Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 3.14 \times 1.4^2 = 78.56 \text{ cm}^2 < 201$$

cm<sup>2</sup> c'est vérifié



**Fig.14.5. Ferrailage de fut**

**14.6-Étude de La semelle :**

Longueur :  $L = 16.9\text{m}$

Largeur :  $B = 5.2\text{ m}$

Epaisseur :  $E = 1.50\text{ m}$

Béton de propreté : 10 cm

**14.6.1-Evaluation des efforts:****a- Conditions normales :****➤ Charges verticales :**

$P$  (Tablier + 5Fûts + Chevêtre) = 1301.36 t

Surcharges  $A(L) + ST = 251.23\text{ t}$

Poids de la semelle : 329.55 t

Poids des terres : 216.5 t

**➤ Charges horizontales :**

Freinage :  $F_{BC} = 15\text{ t}$ .

Moments dû au freinage à la base du fût

$M_{BC} = 15(5.82 + 1.4 + 1.5 + 0.31) = 135.45\text{ t.m}$

**- Récapitulatif :**

À L'ELS:

$N_{ELS} = 1301.36 + 329.55 + 216.5 + 1.2 \times 251.23 = 11148.88\text{ t}$

$M_{ELS} = 1066.79 \times 9.03 + 122.01 \times 8.03 + 112.55 \times 4.41 + 329.55 \times 0.75 + 216.5 \times 2.25 + 1.2 \times 251.23 \times 9.03 = 14565.81\text{t.m}$

À L'ELU:

$N_{ELU} = 1.35 (1301.36 + 329.55 + 216.5) + 1.6 \times 251.23 = 2896\text{ t}$

$M_{ELU} = 1066.79 \times 9.03 + 122.01 \times 8.03 + 112.55 \times 4.41 + 329.55 \times 0.75 + 216.5 \times 2.25 + 1.6 \times 251.23 \times 9.03 = 15473.25\text{ t.m}$

**b- Condition sismique :**

$N_{ELA} = G + E + 0.2 Q = 1847.41 + 166.26 + 0.2 \times 251.23 = 2063.9\text{ t}$

$M_{ELA} = 0.3 (1066.79 \times 9.03 + 122.01 \times 8.03 + 112.55 \times 4.41 + 329.55 \times 0.75 + 216.5 \times 2.25) + 0.2 \times 135.45 = 3580.13\text{ t.m}$

**c-Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N1 = \frac{2039,37}{10} + \frac{135,3 \times 1,8}{32,4} = 211,45 \text{ t}$$

$$N2 = \frac{2039,37}{10} - \frac{135,3 \times 1,8}{32,4} = 196,42 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N1 = \frac{2145,6496}{10} + \frac{3378,7 \times 1,8}{32,4} = 402,27 \text{ t}$$

$$N2 = \frac{2145,6496}{10} - \frac{3378,7 \times 1,8}{32,4} = 26,86 \text{ t}$$

On vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

$$h \geq \frac{\text{le plus grand entre axe des pieux}}{2,5} \Rightarrow 1,5 > \frac{3,6}{2,5} = 1,44 \text{ vérifiée.}$$

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle  $\theta$  d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à  $45^\circ$ , sinon on utilisera la méthode dite des consoles.

$$\text{tg}\theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \quad \text{Avec : } L=3,6\text{m} \quad H_s=1,5\text{m}$$

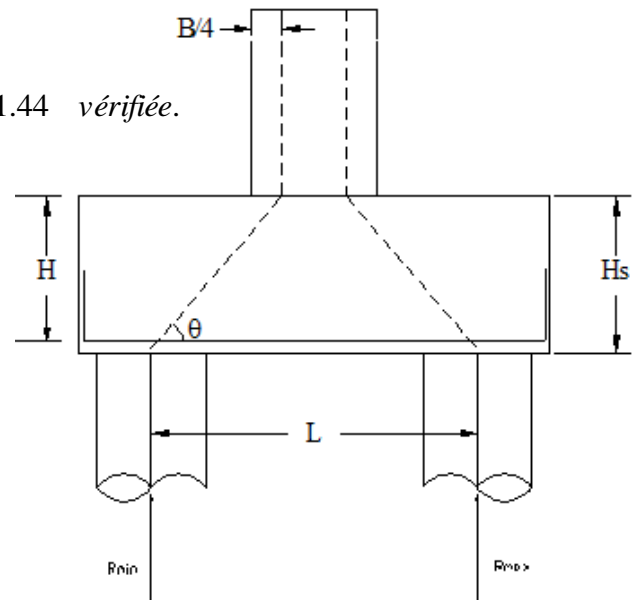
$$H=1,45\text{m}$$

$$B=1,4\text{m}$$

$$\text{tg}\theta = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ$$

Donc on applique la méthode des bielles

Le ferrailage se fera en flexion simple



**Fig.14.6.Méthode des bielles**

**14.6.2- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :****a-Armatures transversales inférieures:****➤ Condition normale :**

$$\sigma_a = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}} ) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_1}{\sigma} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{h} = \frac{211.45}{207.31} \times \frac{1.45}{1.45} = 102 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise 21 HA25 (103.08 cm)

**➤ Condition sismique :**

$$\sigma_a = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{402.27}{400} \times \frac{1.45}{1.45} = 100.56 \text{ cm}^2$$

La condition sismique est la plus défavorable  $A_s = 102 \text{ cm}^2$

**n** : Nombre de barre = 21 barres.

**d** : Enrobage = 10cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$L'espacement \text{ est de } S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{21 - 1} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Donc on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = \mathbf{2,7 \text{ m.}}$$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 103.08 = 34.36 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA25  $A_{\text{infl}} = 34.36 \text{ cm}^2$

**b-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 103.08 = 34.36 \text{ cm}^2$$

Soit 7 HA25

$$S_t = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{7 - 1} = 0.43 \text{ cm on prend } S_t = 40 \text{ cm}$$

Soit 7HA25  $A_{\text{infl}} = 34.36 \text{ cm}^2$

**c-Armatures de construction :**➤ **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = 0.1 \times A = 0.1 \times 103.08 = 10.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 11 HA12 (12.44 cm}^2\text{)}$$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.1}{11-1} = 0.29 \text{ cm} \quad St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

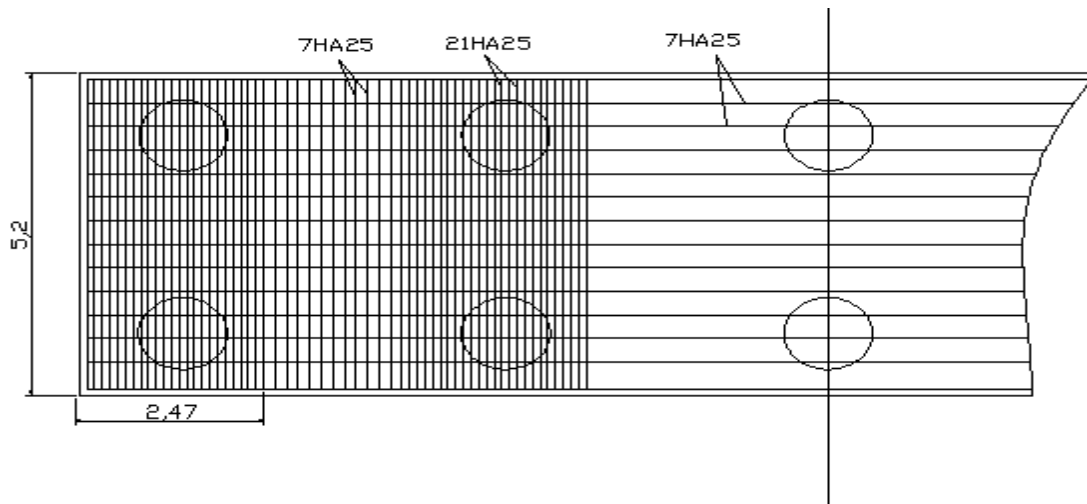
$$A_{ts} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 103.08 = 34.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 7 HA25}$$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.1}{7-1} = 0.43 \text{ cm on prend } St = 40 \text{ cm}$$

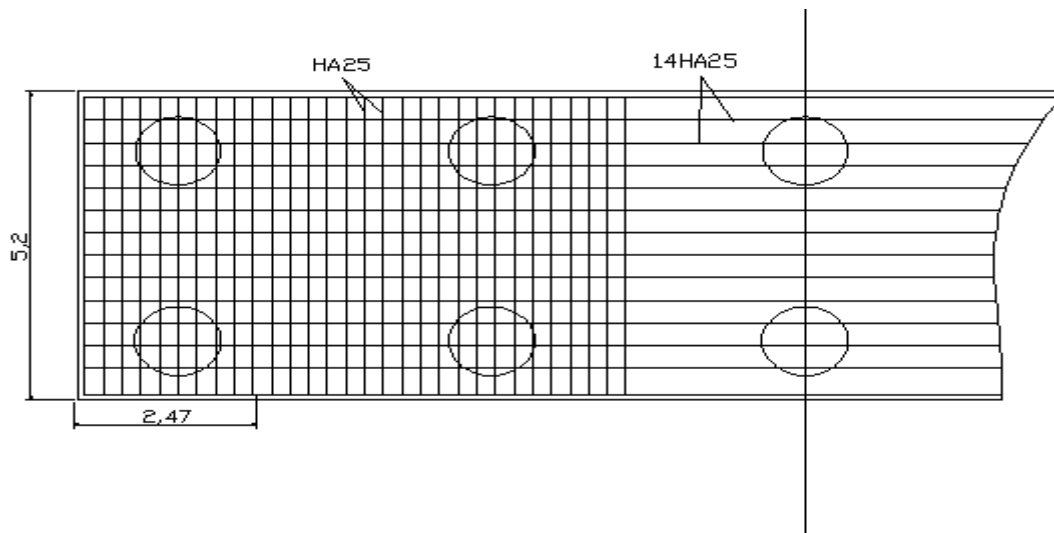
➤ **Armatures latérales :**

$$A_{tl} = 0.1A = 0.1 \times 103.08 = 10.30 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 11 HA12 (12.44 cm}^2\text{)}$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m**.



**Fig.14.7.Ferrailage de la nappe inferieure de la semelle..**



**Ferrailage de la nappe inferieure de la semelle**

### 14.7- Calcul des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**N.B:** On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

#### 14.7.1-Action sur les pieux :

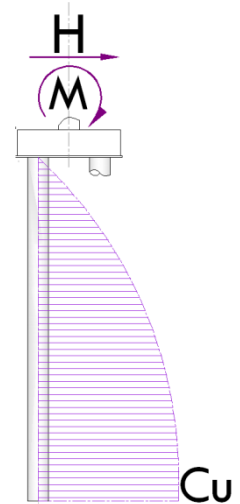
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

$C_u$  : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



**Fig.14.9. Efforts agissant sur pieu**

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

#### Calcul de $\lambda$ :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

b =  $\Phi$  pieu = 120 cm.

$C_u = 25 \text{ MN/m}^3$

E = 33000 MPa

I : moment d'inertie du pieu .

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4. \quad ; \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{25 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.101736}} = 0.217 \text{ m}^{-1}.$$

D'où :  $\lambda L = 0.217 \times 20 = 4.34$

**a- Effort tranchant en tête du pieu :**➤ **Condition normale :**

Freinage = 15t.

$$H^* = \frac{15}{10} = 1.5t/\text{pieu.}$$

➤ **Condition sismique :**

Séisme =  $0.3 \times 1847.41 + 0.2 \times 15 = 557.22$  t

Soit par fut

$$H^* = \frac{557.22}{10} = 55.72 \text{ t/pieux}$$

**b-Calcul des moments par la formule de WARNER :**

Par l'interpolation on obtient :

$$\Rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^H = 1.293 \\ X_{\varphi}^M = 1.559 \end{cases} \text{ tirés à partir des tableaux de WERNER.}$$

$$M^* = \frac{-X_{\varphi}^H \cdot H^*}{X_{\varphi}^M \cdot \lambda}$$

➤ **Condition normale :**

$$M^* = \frac{-1.293 \times 1.5}{1.559 \times 0.217} = -5.73 \text{ t.m}$$

➤ **Condition sismique :**

$$M^* = \frac{-1.293 \times 55.72}{1.559 \times 0.217} = -292.96 \text{ t.m}$$

**14.7.2-Ferraillage de pieu**➤ **Ferraillage longitudinale :**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N = 402.27 \text{ t}$$

$$M = 292.96$$

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{4.02}{\pi 0.6^2 27} = 0.13 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{2.92}{\pi 0.6^2 1.2 \times 27} = 0.079 \end{cases}$$

$$N_r = N_{\max}$$

$$M_r = M_{\max}$$

$\beta_\omega$  : Résistance de béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de  $\omega$  :

$$\omega = 0.33$$

Avec :

$\omega$  : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

$F_a$  : Aire totale de l'armature passive. ;  $\sigma_f = 400 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ MPa}$ .

D'où :

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{3.14 \times 0.6^2 \times 0.33 \times 27}{400} = 251.79 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **32 HA32** (257.36 cm<sup>2</sup>)

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi t \geq \frac{\Phi_L}{3} = 10.66 \text{ mm} \Rightarrow \Phi t = 12 \text{ mm}$$

On prend des cerces de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

**NB :** A la base des pieux, on fait souder des plaques métallique aux armatures longitudinales pour :

- Améliorer la résistance de pointe.
- Protéger l'about du pieu.

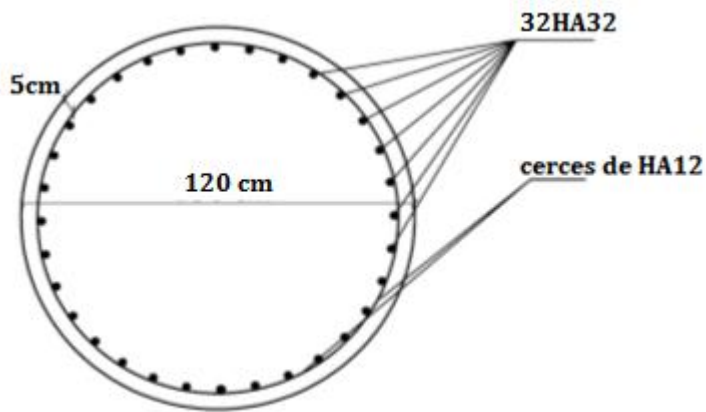


Fig.14.10. Ferrailage longitudinale de pieu

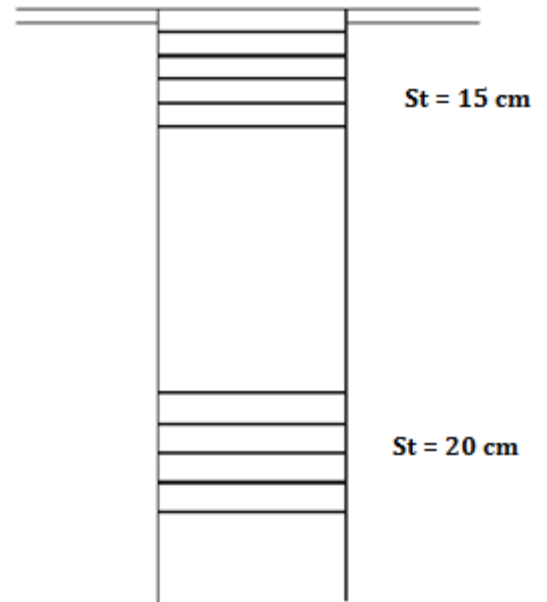


Fig.14.11. Ferrailage transversale de pieu

**- Conclusion**

Cette étude nous a permis de mettre en application dans un cas pratique les connaissances acquises pendant notre cursus universitaire et de les compléter.

Ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en travaux public et son rôle dans la réalisation des infrastructures qui ne se limite pas simplement au simple calcul mais adopte les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

On espère que ce modeste travail va contribuer a consolider les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d'avoir un appui documentaire.

## **BIBLIOGRAPHIE**

### **Ouvrages :**

- J.A. Calgaro, M. Virlogeux. Projet et construction des ponts. presses de l'école nationale des ponts et chaussée.
- Henry. Thonier. le béton précontraint aux états limites. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris.
- J.A. Calgaro, Anne Bernard-Gély. Conception des ponts.
- Le BAEL 91 révisé 99.
- Le BPEL.
- Documents SETRA.
- RPOA 2008

### **Cours:**

- Cours 4ème année d'O.A. Mr. FEDGHOUCHE, E.N.S.T.P.
- Cours mécaniques des sols 4ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, E.N.S.T.P.
- Cours 4ème année béton armé Mr.BENRADOUANE.

### **Thèses :**

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).

### **Logiciels :**

- Robot Structural Analysis 2010.
- Microsoft office 2010
- Calculette Expert béton armé
- Autocad 2008 : logiciel de dessin.

ANNEXE

**EFFORTS AGISSANTS SUR LE PIEU**

**CAS NORMAL**

**ELS**

<b>A(L)</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)		
Poids Tablier	1066,79		0		0,0	Rmax=	210,76
Chevetre	122,01		0		0,0	Rmin=	210,24
Futs	112		0		0,0		
poids terre	223,43		0		0,0		
semelle	329,55		0		0,0		
A(L)	251,23		0		0,0		
FREINAGE A(l)		0,52	0	-9,02	-4,7		
	2105,01				-4,7		

<b>Bc</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)		
Poids Tablier	1066,79		0		0,0	Rmax=	211,45
Chevetre	122,01		0		0,0	Rmin=	196,42
Futs	112		0		0,0		
poids terre	223,43		0		0,0		
semelle	329,55		0		0,0		
Bc	185,59		0		0,0		
FREINAGE Bc		15	0	-9,02	-135,3		
	2039,37				-135,3		

<b>Mc120</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)		
Poids Tablier	1066,79		0		0,0	Rmax=	196,43
Chevetre	122,01		0		0,0	Rmin=	196,43
Futs	112		0		0,0		
poids terre	223,43		0		0,0		
semelle	329,55		0		0,0		
Mc120	110,55		0		0,0		
	1964,33				0,0		

## ANNEXE

<b>D240</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)		
Poids Tablier	1066,79		0		0,0	Rmax=	206,34
Chevêtre	122,01		0		0,0	Rmin=	206,34
Futs	112		0		0,0		
poids terre	223,43		0		0,0		
semelle	329,55		0		0,0		
D240	209,62		0		0,0		
	2063,4				0,0		

### **SEISME 1**

0,09 verticaux

0,30 horizontaux

<b>A(I)</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)		
Poids Tablier	1066,79	320,04	0	-9,02	-2886,7		
Chevetre	122,01	36,60	0	-8,02	-293,6	Rmax=	393,13
Futs	112	33,60	0	-4,41	-148,2	Rmin=	15,06
semelle	329,55	98,87	0	-0,75	-74,1		
seisme Poids Tablier	96,0111	0,00	0	0	0,0		
seisme Chevetre	10,9809	0,00	0	0	0,0		
seisme Futs	10,08	0,00	0	0	0,0		
seisme semelle	29,6595	0,00	0	0	0,0		
poids terre	216,5	0,00	0	0	0,0		
A(I)	47,33	0,00	0	0	0,0		
	2040,9115	489,11			-3402,6		

**ANNEXE**

<b>Bc</b>						
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)	
Poids Tablier	1066,79	320,04	0	-9,02	-2886,7	
Chevetre	122,01	36,60	0	-8,02	-293,6	Rmax= 388,33
Futs	112	33,60	0	-4,41	-148,2	Rmin= 26,86
semelle	223,43	67,03	0	-0,75	-50,3	
seisme Poids Tablier	329,55	0,00	0	0	0,0	
seisme Chevetre	10,9809	0,00	0	0	0,0	
seisme Futs	10,08	0,00	0	0	0,0	
seisme semelle	20,1087	0,00	0	0	0,0	
poids terre	216,5	0,00	0	0	0,0	
Bc	34,2	0,00	0	0	0,0	
	<b>2145,6496</b>	<b>457,27</b>			<b>-3378,7</b>	

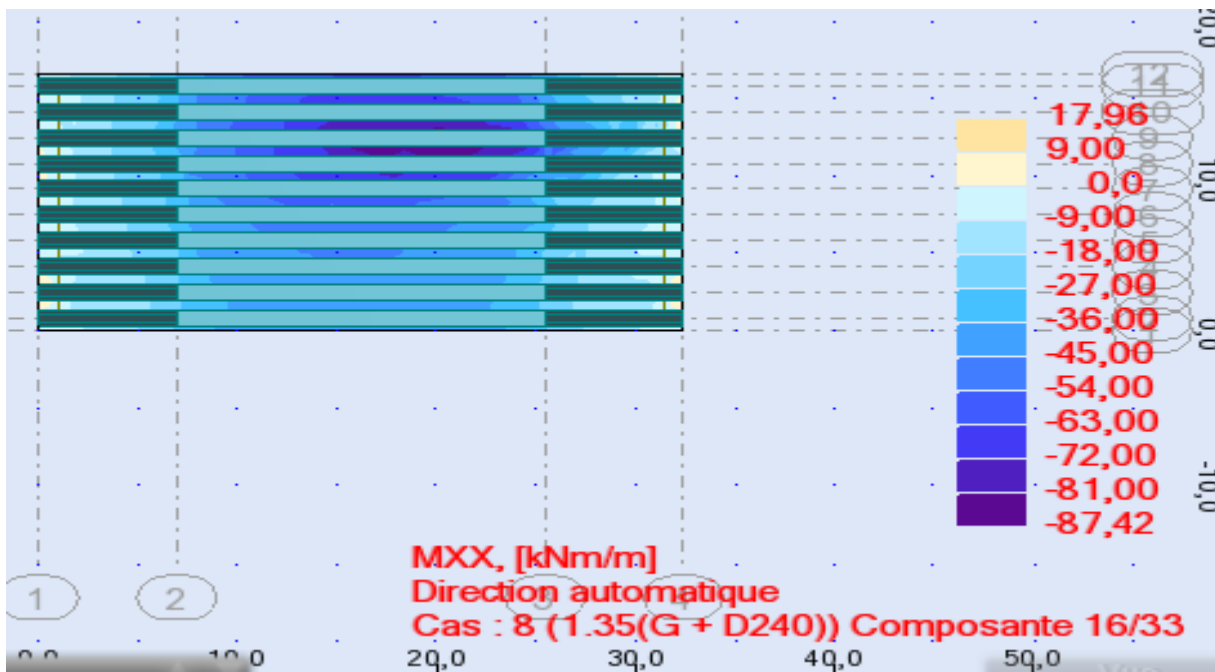
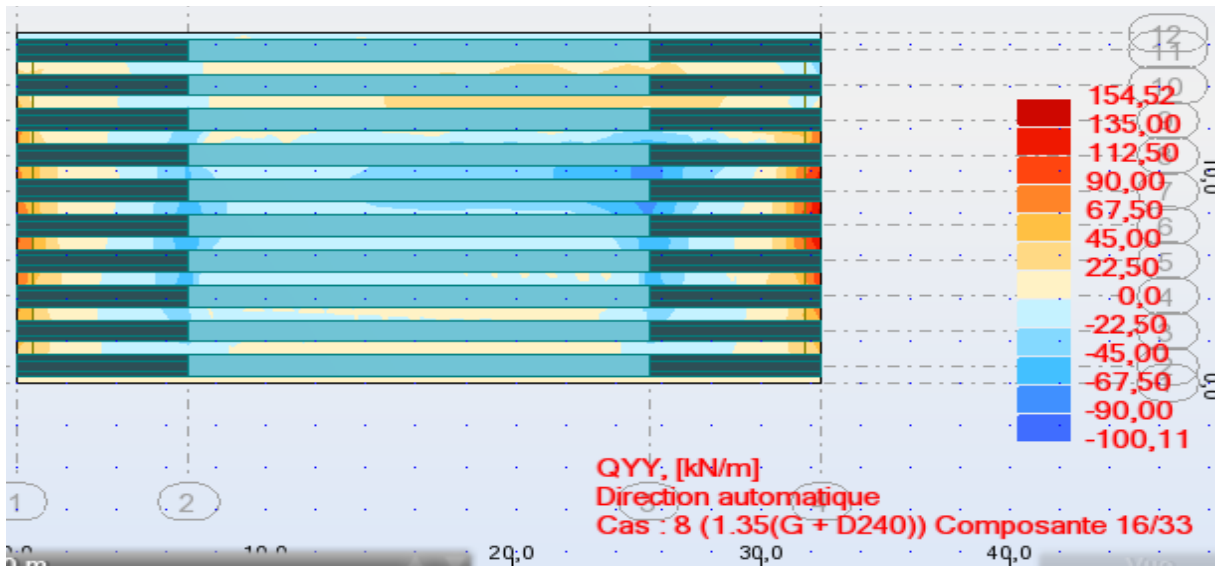
<b>Mc120</b>						
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)	
Poids Tablier	1066,79	320,04	0	-9,02	-2886,7	
Chevetre	122,01	36,60	0	-8,02	-293,6	Rmax= 387,12
Futs	112	33,60	0	-4,41	-148,2	Rmin= 25,65
semelle	223,43	67,03	0	-0,75	-50,3	
seisme Poids Tablier	329,55	0,00	0	0	0,0	
seisme Chevetre	10,9809	0,00	0	0	0,0	
seisme Futs	10,08	0,00	0	0	0,0	
seisme semelle	20,1087	0,00	0	0	0,0	
poids terre	216,5	0,00	0	0	0,0	
Mc120	22,11	0,00	0	0	0,0	
	<b>2133,5596</b>	<b>457,27</b>			<b>-3378,7</b>	

**ANNEXE**

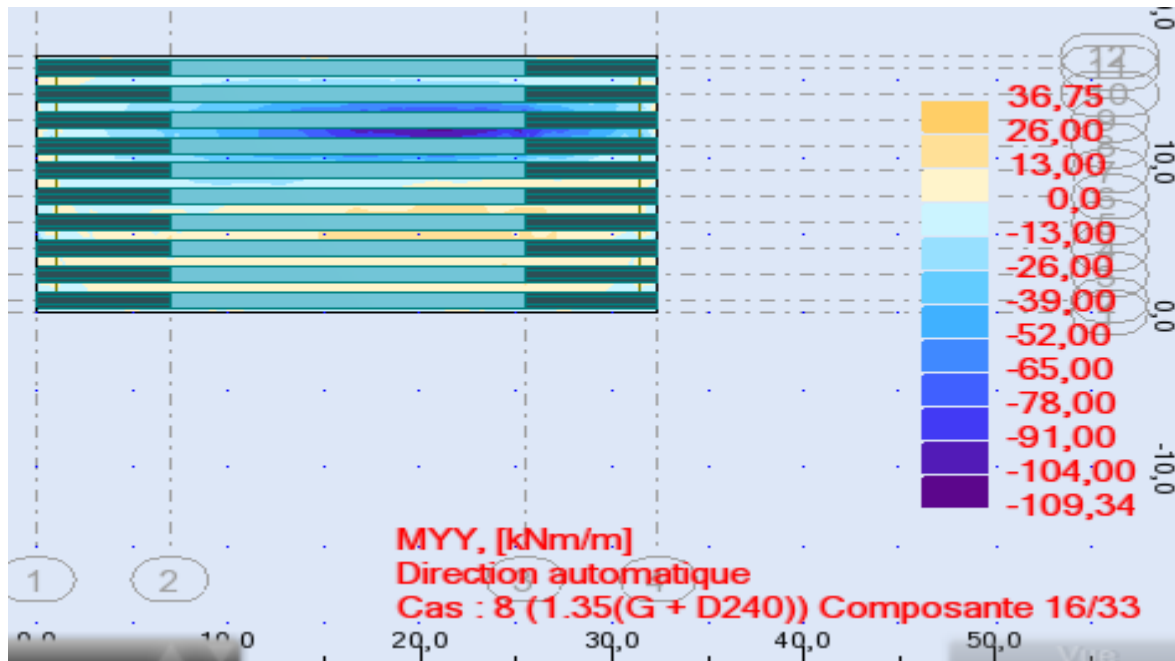
<b>D240</b>							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)		
Poids Tablier	1066,79	320,04	0	-9,02	-2886,7		
Chevetre	122,01	36,60	0	-8,02	-293,6	Rmax=	389,10
Futs	112	33,60	0	-4,41	-148,2	Rmin=	-8,26
semelle	223,43	67,03	0	-0,75	-50,3		
seisme Poids Tablier	329,55	0,00	0	0	0,0		
seisme Chevetre	10,9809	0,00	0	0	0,0		
seisme Futs	10,08	0,00	0	0	0,0		
seisme semelle	20,1087	0,00	0	0	0,0		
poids terre	216,5	0,00	0	0	0,0		
D240	41,93	0,00	0	0	0,0		
	<b>2153,3796</b>	457,27			<b>-3378,7</b>		

# ANNEXE

## EFFORT AGISSANT SUR LA DALLE

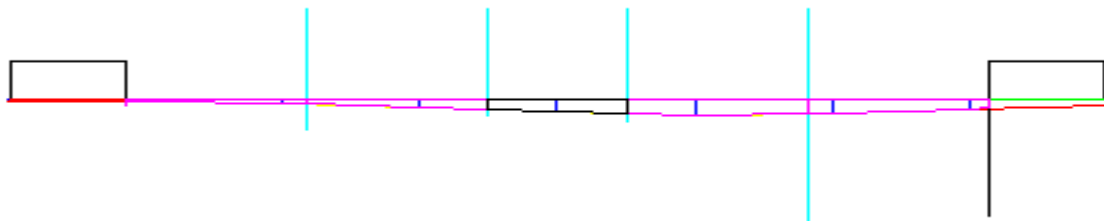


## ANNEXE



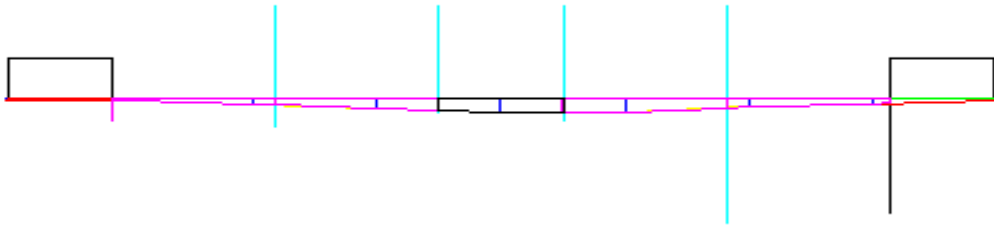
## LES LIGNES D'IFLUENCE

Surcharge A(l)

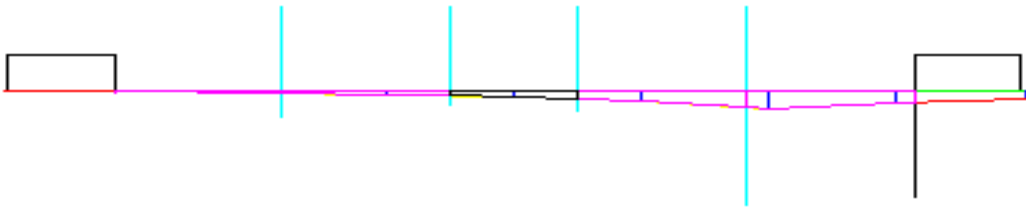


POUTRE1

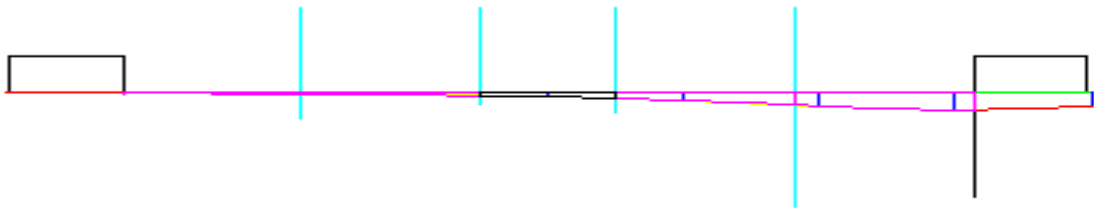
ANNEXE



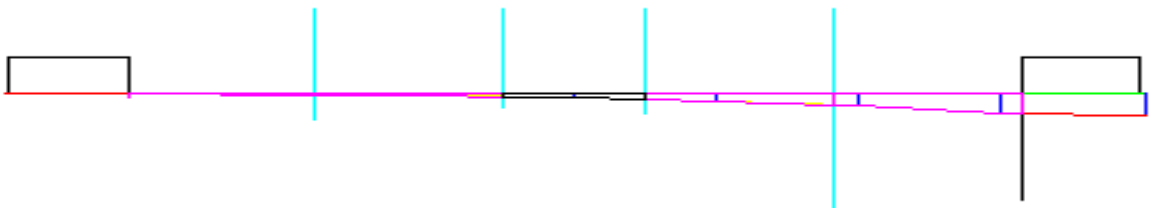
POUTRE 2



POUTRE 3



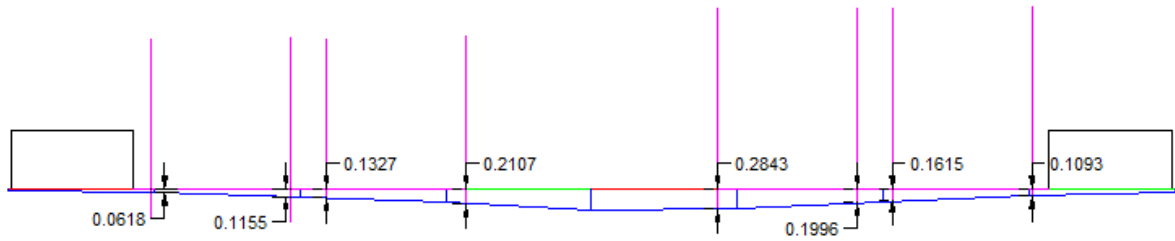
POUTRE 4



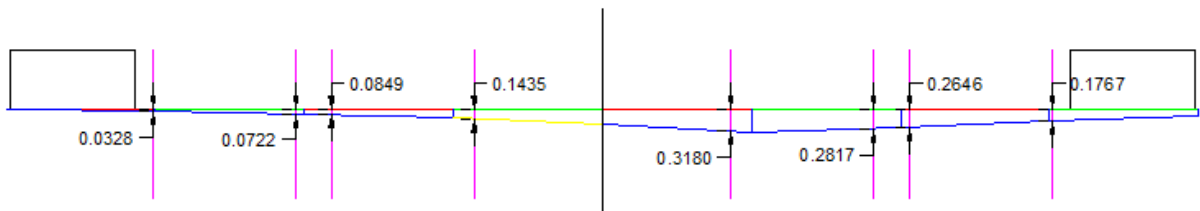
POUTRE 5

# ANNEXE

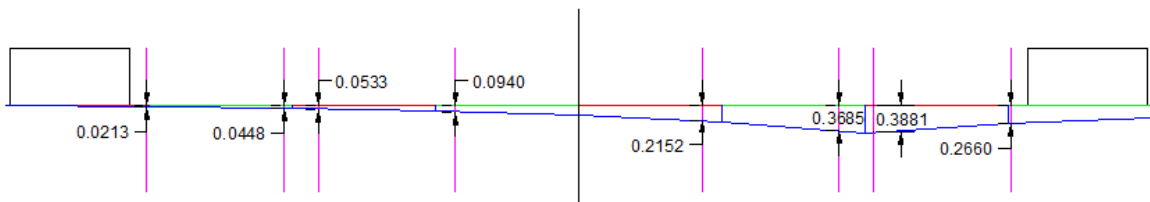
Surcharge BC



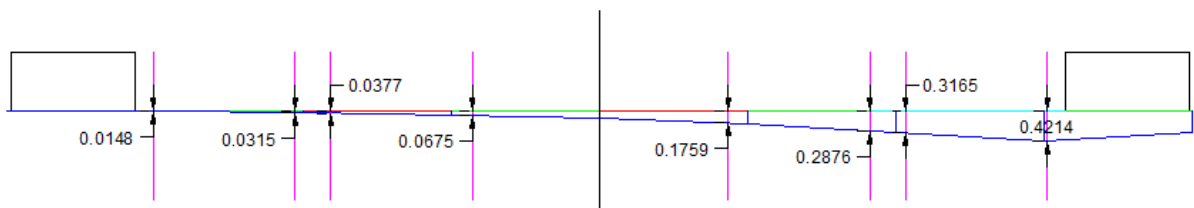
POUTRE1



POUTRE2

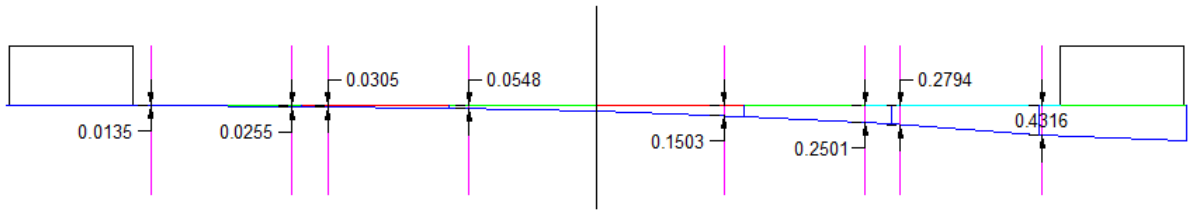


POUTRE3



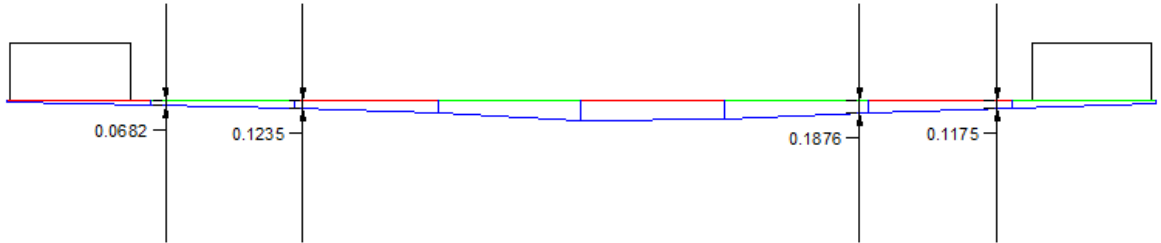
POUTRE4

# ANNEXE

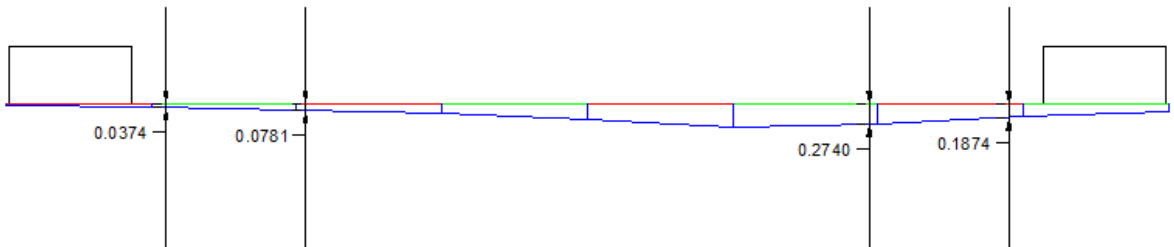


POUTRE5

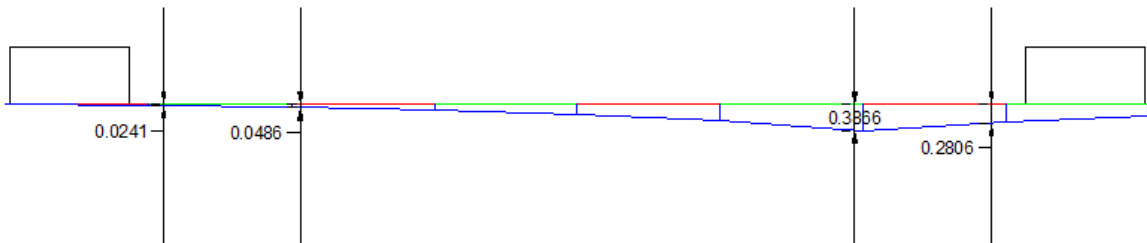
Surcharge Bt



POUTRE1

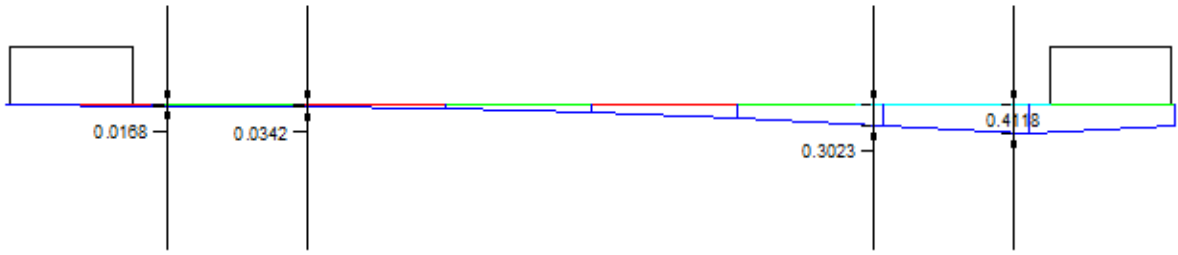


POUTRE2

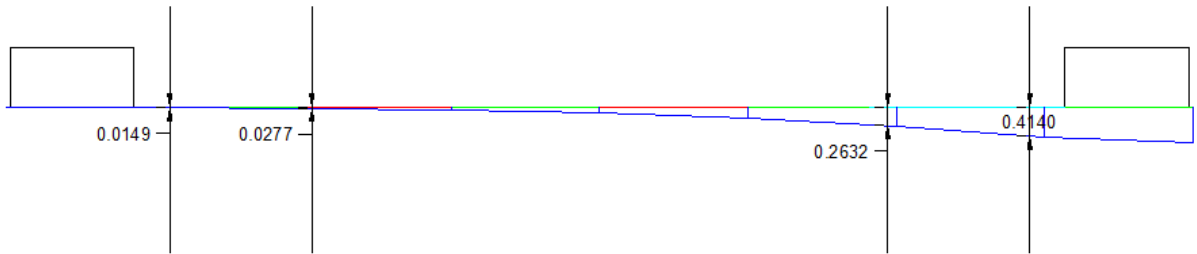


POUTRE3

# ANNEXE

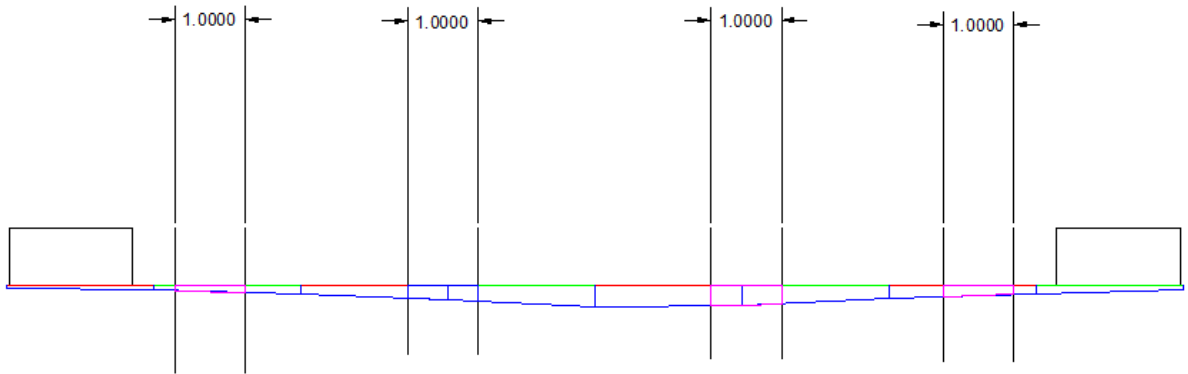


POUTRE4

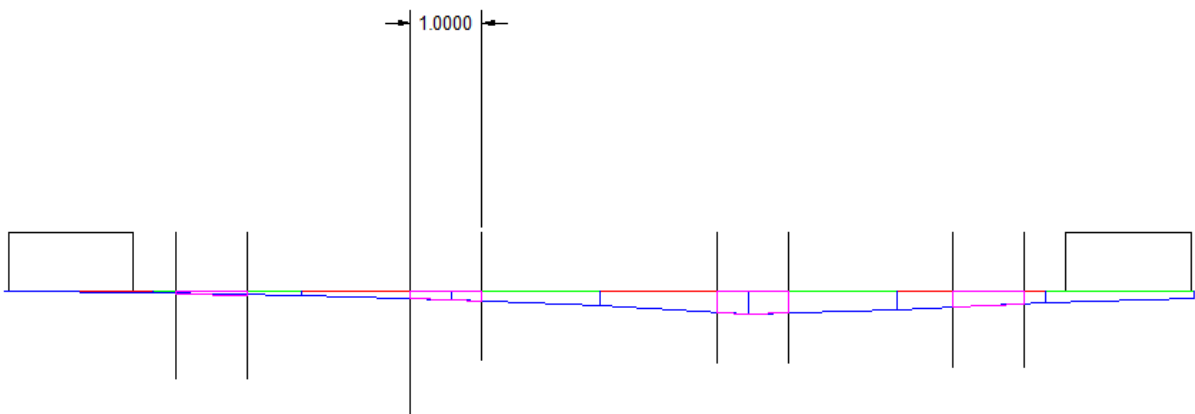


POUTRE5

Surcharge Mc120

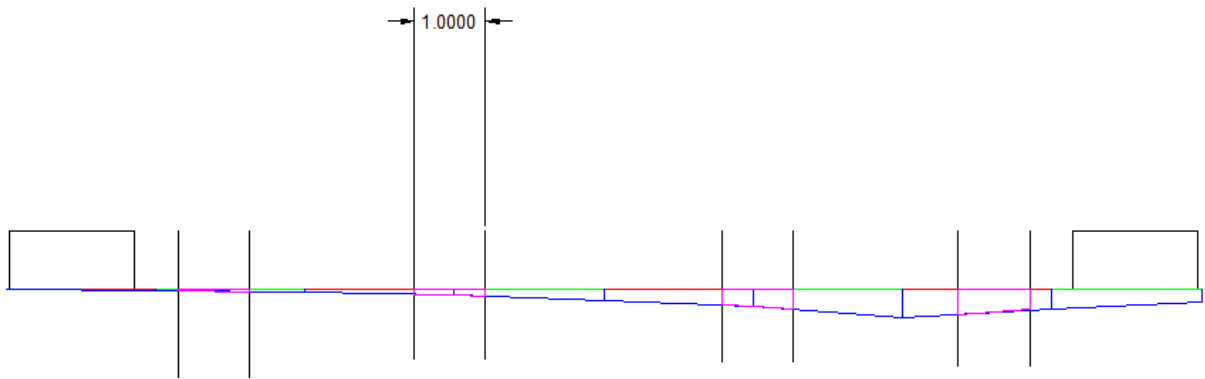


POUTRE 1

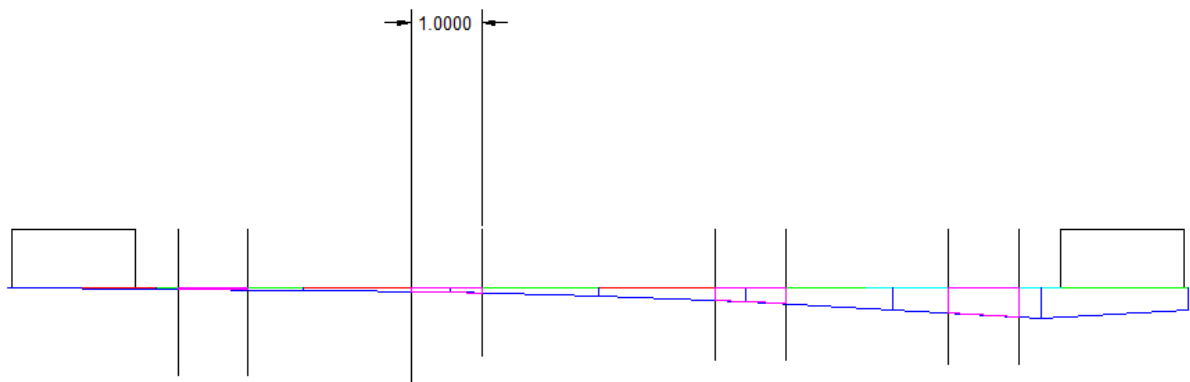


# ANNEXE

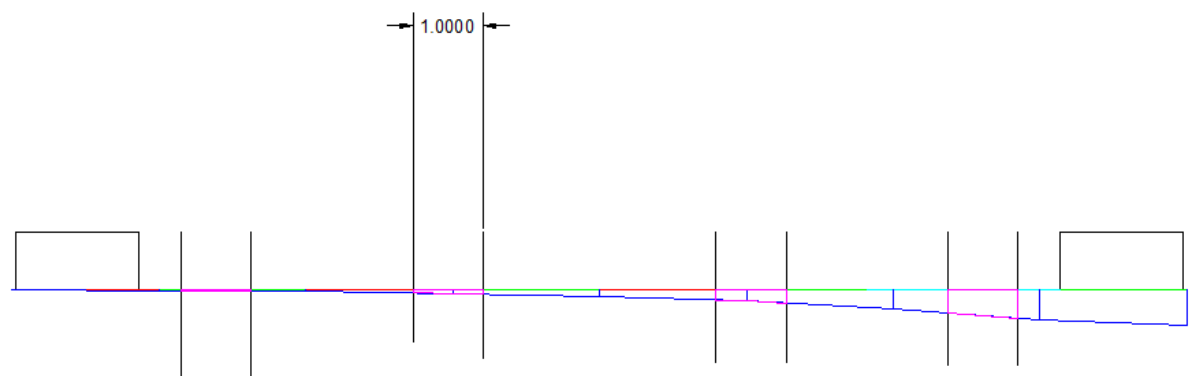
POUTRE 2



POUTRE3



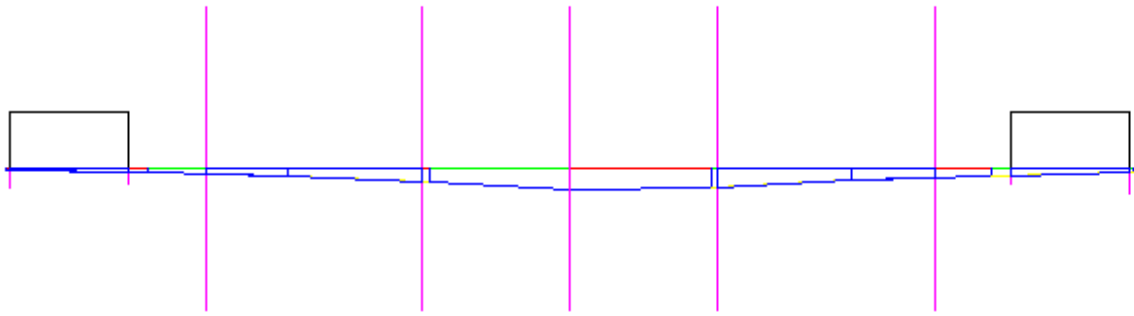
POUTRE4



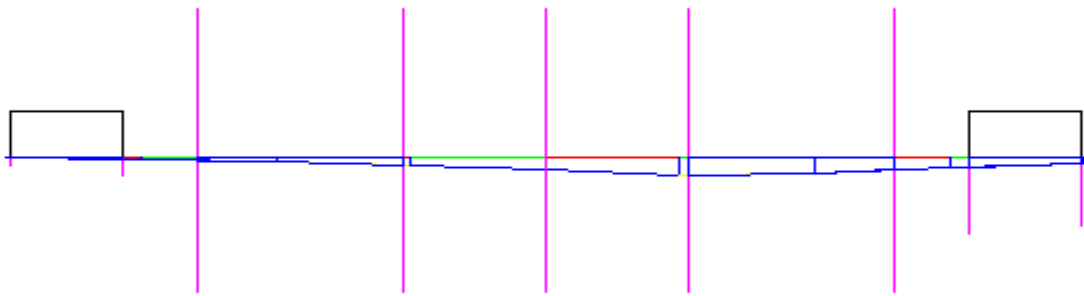
POUTRE5

**ANNEXE**

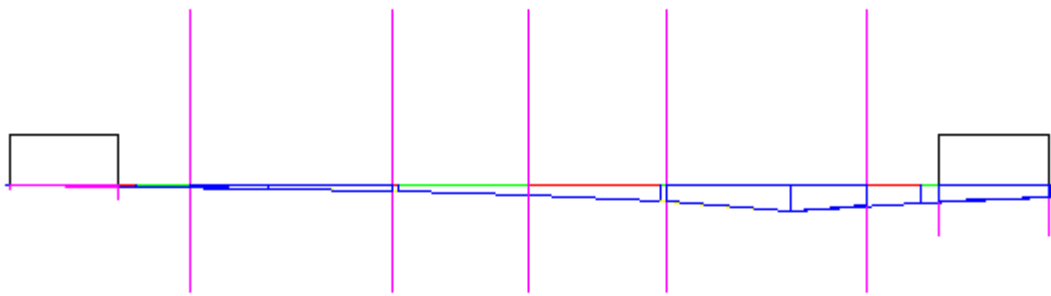
Surcharge D240



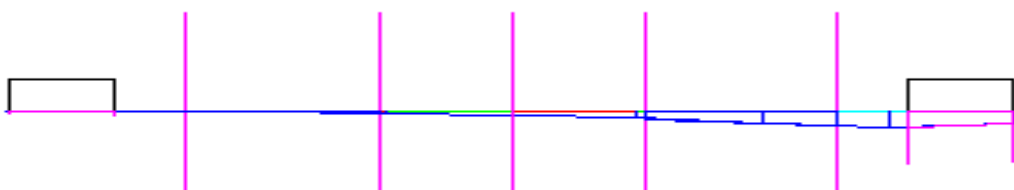
POUTRE1



POUTRE2

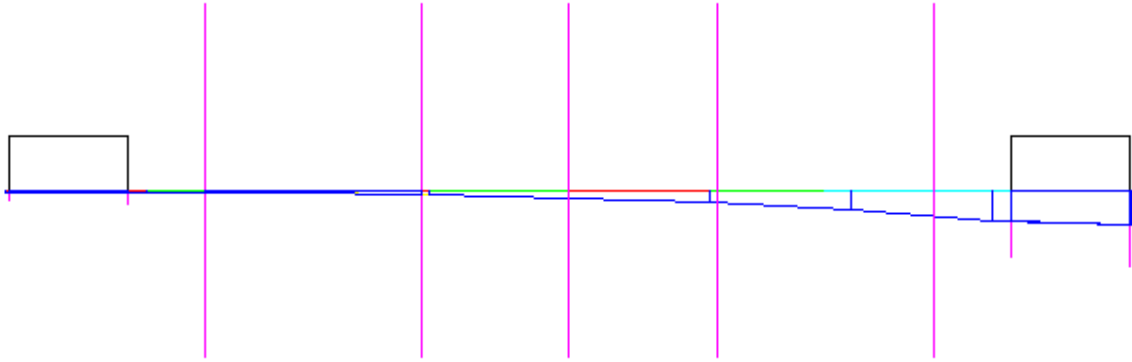


POUTRE3



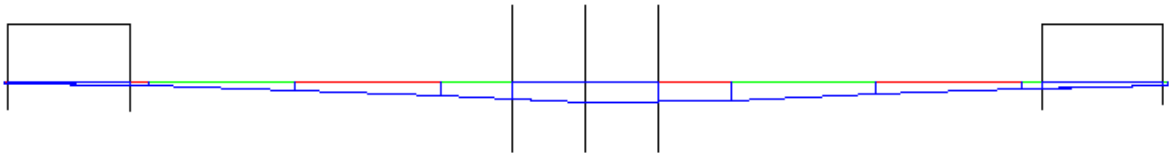
POUTRE4

**ANNEXE**

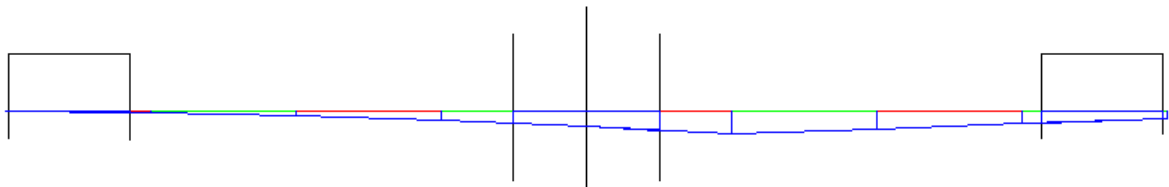


POUTRE5

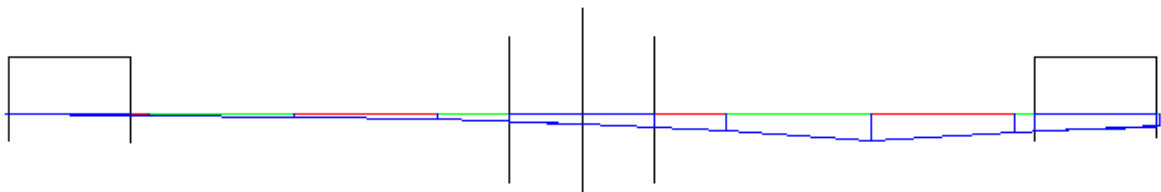
TROTTOIRS



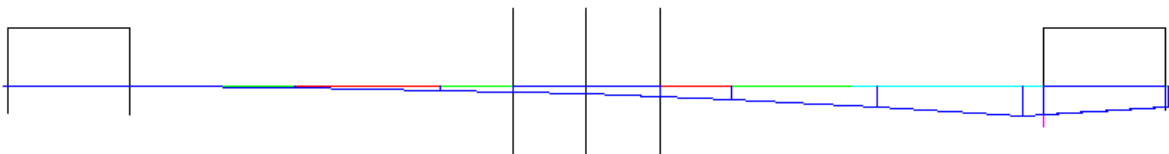
POUTRE1



POUTRE2

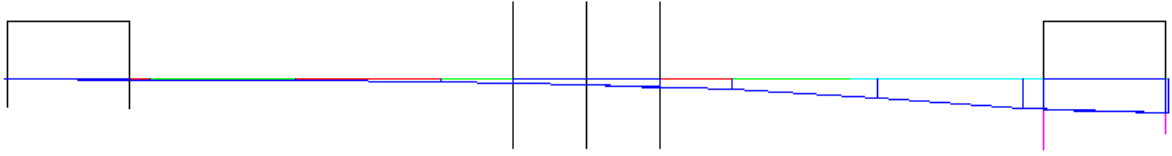


POUTRE3



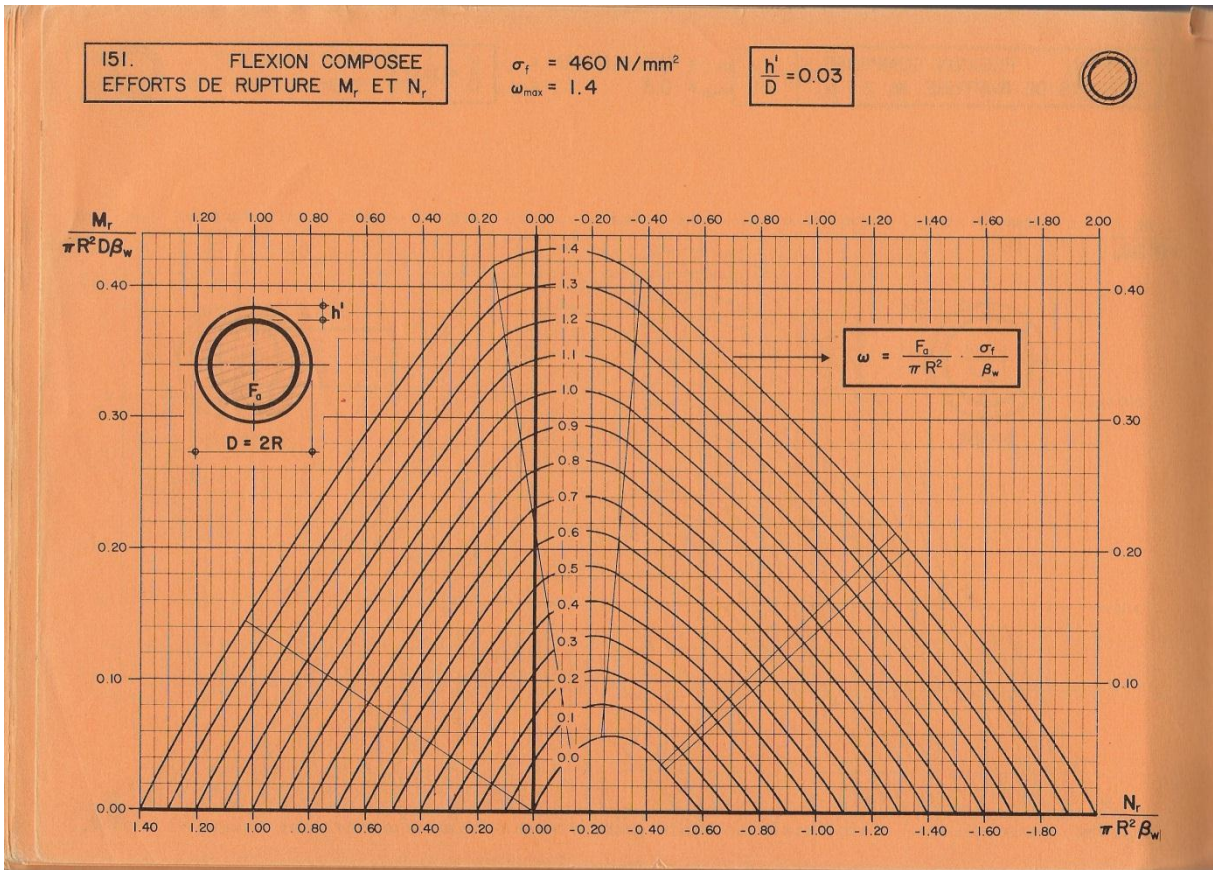
POUTRE4

# ANNEXE



POUTRES

## ABAQUES DE WALTHER



# ANNEXE

153. FLEXION COMPOSEE  
EFFORTS DE RUPTURE  $M_r$  ET  $N_r$

$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$   
 $\omega_{\max} = 1.4$

$\frac{h'}{D} = 0.04$

