

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 Etude d'un pont sur oued
DJENDJEN
(Dédoublement de la RN43- W- de JIJEL)**

Proposé par :

Mr: MESSAI .A

SETS

Présenté par :

MEHNANA Housseem

SETTAF Azzedine

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.





Remerciements

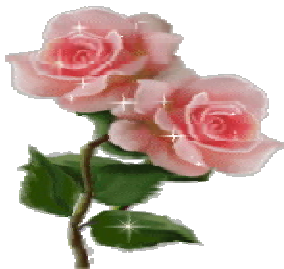


Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous citons nommément :

- *A notre encadreur Mr MESSAI.A pour avoir accepté de nous prendre en charge.*
- *A tout le personnel de l'ENSTP, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances.*
- *Nous tenons également à remercier l'ensemble des étudiants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à notre travail. Durant les cinq ans de notre formation.*
- *Aux personnes de la bibliothèque et centre de calcul.*
- *Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.*

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



*SETTAF AZZEDINE
MEHNANA HOUSSEM*



SETTAF AZZEDINE

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

-A ma très chère mère: qui a veillée sur moi pendant toute ma vie.

-A mon très cher père (MESSAOUD) pour ces encouragements et son soutien.

-A mes très belles chères sœurs .

-A mes beau frères:azouze.rachide.ibrahime.soufiane.hichem.

-A Tous tout la famille settaf .(belkacem. Amar .salah ,bilal , yacine ;meroine ;....)

-A Mon cher binôme HOUSSEM.

-A Tous mes amis de l'université:

-A Tous mes enseignants du l'ENSTP.

-A mon encadreur: **Mr. MESSAI ABD RAOUF**

-Sans oublier mes amis:

Sam8.hamza,yahiya,abderahmane,ammer,khaled ;abdAlouahab

.....

Sommaire

Chapitre I : PRÉSENTATION DE PROJET

I.1- Introduction	01
I.2- Présentation de l'ouvrage	02

Chapitre II : CONCEPTION DU PONT

II.1- Introduction	07
II.2- La proposition des variantes.....	07
II.3.-Présentation des trois variantes.....	08
II.3.1-Variante N°1 : pont à poutres précontraintes par post tension.....	08
II.3.2- Variante N°2 : Pont mixte.....	11
II.3.3- Variante N°3 : pont voussoir.....	14
II.3.4-Analyse multicritère :.....	17
II.4- conception d'une culée:.....	17
II.5- Conception des piles	20
II.6- Conception des fondations :.....	21

Chapitre III : CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

III.1- Béton	23
III.2- Aciers	25

Chapitre IV : CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER

IV.1- Introduction	28
IV.2- Dimensionnement des éléments du tablier	28
IV.2.1- les poutres	28
IV.2.2-l'hourdis.....	29
IV.2.3-Les entretoises d'about.....	29
IV.2.4- les équipements du tablier.....	29
IV.3-détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	30

Chapitre V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1- Calcul des charges et surcharges	34
V.2-Calcul des charges permanentes	34
V.3- Calcul des surcharges.....	36
V.4 Calcul des efforts longitudinaux.....	41

Chapitre VI : RÉPARTITION TRANSVERSALE

VI.1- Introduction :	46
VI.2- Détermination des paramètres θ et α	46
VI.2.1-paramètre d'entretoisement.....	48
VI.2.2-Paramètres de torsion α	49
VI.2.3- Coefficient de répartition transversale K_α moy	49
VI.3- Construction des lignes d'influence.....	51
VI.4-Choix de la poutre la plus sollicitée	55
VI.5.-répartition de l'effort tranchant.....	55

Chapitre VII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

VII.1Introduction	59
VII.3- Etude de la précontrainte.....	61

VII.4- Détermination des contraintes admissibles	63
VII.5- Disposition des câbles.....	66
VII.6- Calcul des déformations.....	84

Chapitre VIII : ÉTUDE DE TABLIER

VIII.1- Ferrailage de la poutre.....	90
VIII.2- Etude de la dalle.....	96
VIII.2.2- Etude de la flexion transversale.....	96
VIII.2.3- Calcul du moment transversal.....	97
VIII.3- Étude de la flexion localisée	98
VIII.4- Étude de l'effort tranchant	104
VIII.5- Ferrailage du hourdis (BAEL)	105

Chapitre IX : LES ÉQUIPEMENTS

IX.1- Appareils d'appuis	107
IX.2- Dé d'appuis	112
IX.3-joint de chaussée	113
IX.5-Plot parasismique.....	114

Chapitre X : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 - Etude de la culée	115
X.2- Etude et ferrailage de la semelle.....	131
X.3- Pieux	134
X.4- Etude de la pile	138
X.4-Futs.....	145
X.6.Semelle.....	147
X.6.Etude des pieux.....	149

Conclusion.....	153
-----------------	-----

- Bibliographie

-Annexe

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE PROJET

I.1-Introduction :

Un ouvrage d'art désigne soit une construction de grand importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc.), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage) .

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimension (quelque mètres).

- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;

- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier. Certain tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- La nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, Pont-aqueduc...).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Pour ce là, la construction des ponts compte parmi les travaux difficiles qui attirent et défient les ingénieurs, mais la joie et la satisfaction que l'on éprouve quand l'ouvrage arrive à son gloire démontre l'importance de la tâche accomplie ; et quand l'ingénieur est passionné, cette passion ira en grandissant dans le temps pour devenir un amour qui restera jeune et intuition tout le long de sa vie de constructeur.

Cette thèse porte sur le travail de fin cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics dans l'école nationale supérieure des travaux publics intitulé.

« CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT SUR OUED DJENDJEN »

L'objectif sous jacent est l'élaboration d'un pont permettant le franchissement de l'oued DJENDJEN.

Pour satisfaire cet objectif ; les étapes de conception, pré-dimensionnement et dimensionnement des éléments seront été effectués.

Ce mémoire porte particulièrement sur les principaux axes qui suivent :

- _ Présentation des variantes envisagées (3 variantes).
- _ Analyse multicritère pour élaborer les variantes proposées..
- _ Dimensionnement générale de la variante retenue.

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

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

I.2- Présentation de l'ouvrage

Le présent travail porte sur la réalisation d'un pont, permettant le franchissement de L'oued DJENDJEN. Il fera partie intégrante de la construction de RN43. Le pont se situe juste en parallèle du pont oued DJENDJEN déjà existant, voies relie entre MILA et JIJEL



Figure 1.1-Carte de région

I.2.1-Données naturelles :

La reconnaissance géotechnique du sol est un paramètre fondamentale et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagés pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

I.2.1.1-Données géotechniques :

➤ **Situation géographique** : le futur pont d'oued DJENDJEN est situé entre les deux promontoires dit de TASSOUSTE et ACHOUATE.

➤ **Intervention sur le site** :

L'exécution de sept (7) sondages carottés avec récupération des échantillons ; Le nombre et points des sept sondages a été proposées par les soins du bureau d'étude et la compagnie de réalisation.

➤ **Les caractéristiques lithologiques** :

Sondage N° 1 : au niveau de la culée 1 ,coté EL ACHOUAT vers la Wilaya de MILA ;

-0.00/4.50m ; remblais

-4.50/8.00 : sable gris moyens graveleux.

-8.00/11.00 ; sable gris grossiers (diamètre entre 5 et 6 cm)

-11.00/13.00 ; Argile noirâtre.

-13.00/16.00 ; sables gris moyen.

-16.00/19.50 ; marne grise compacte légèrement fétide.

-19.50/25.00 ; Blocs et galettes.

Sondage N° 2 : à une distance de 33.0m du sondage n°1 ,vers la wilaya de JIJEL.

-0.00/1.50m : remblais.

-1.50/4.50m : sable gris moyen.

-4.50/9.00 ; gravier centimétrique et sable.

-9.00/12.00 : Argile noirâtre.

-12.00/16.00 : gravier centimétrique et sable.

-16.00/21.00 : sable graveleux légèrement argileux.

-21.00/25.00 : gravier et galettes.

Sondage N°3 : à une distance de 34 m du 2^{ème} sondage, coté TASSOUSTE. Vers la Wilaya de JIJEL.

-00.00/1.50m : remblais

-1.50/15.00m : T .V. O sableux (galets d=10 cm) et sable.

Sondage N°4 : à une distance de 34 m du 3^{ème} sondage, coté TASSOUSTE Vers la wilaya de JIJEL.

-00.00/1.50m : remblais.

-1.50/15.00m : T V O sableux (galets d=10 cm) et sable.

Sondage N°5 : à une distance de 33 m du 4^{ème} sondage, coté TASSOUSTE Vers la wilaya de JIJEL.

-00.00/5.00 : sable gris moyens pulvérulents.

-5.00/7.00 : sable graveleux compacte consolidé.

-7.00/12.50 : marne jaunâtre, légèrement sableuse.

12.50/18.00 : sable grossiers bruns.

-18.00/27.00 : blocs et galets.

-27.00/30.00 : Argile marneuse grise.

Sondage N° 6 ; à une distance de 33 m du 5^{ème} sondage, coté TASSOUSTE Vers la wilaya de JIJEL.

-0.00/12.00 : sable hétérométrique jaunâtre et galets.

-12.00/15.00 : sable gris

Sondage N° 7 ; au niveau de la 2^{ème} culée, coté JIJEL

-0.00/3.50 : remblais.

-3.50/6.20 : argile.

-6.20/9.40 : argile grise feuilletée.

-9.40/14.40 : argile sableuse grise.

-14.40/17.60 : argile noire et blocs.

-17.60/26.00 : argile marneuse grise.

Conclusion :

Le terrain est recouvert par un horizon sablo graveleux dont l'épaisseur peut atteindre une vingtaine de mètre. Selon les coupes lithologiques transmises par le laboratoire. La transmission des charges au sol sous culées et piles sera donc assurée par des fondations profondes (pieux forés de diamètres 1.20 m). d'une profondeur de 30.00 m dont la portance d'un pieu isolé set de 300t

1-2-1-2-Donnees sismique :

Apré avoir la carte des zones sismique de l'Algerie ;selon le zonage sismique du territoire national établi par le RPOA 2008.

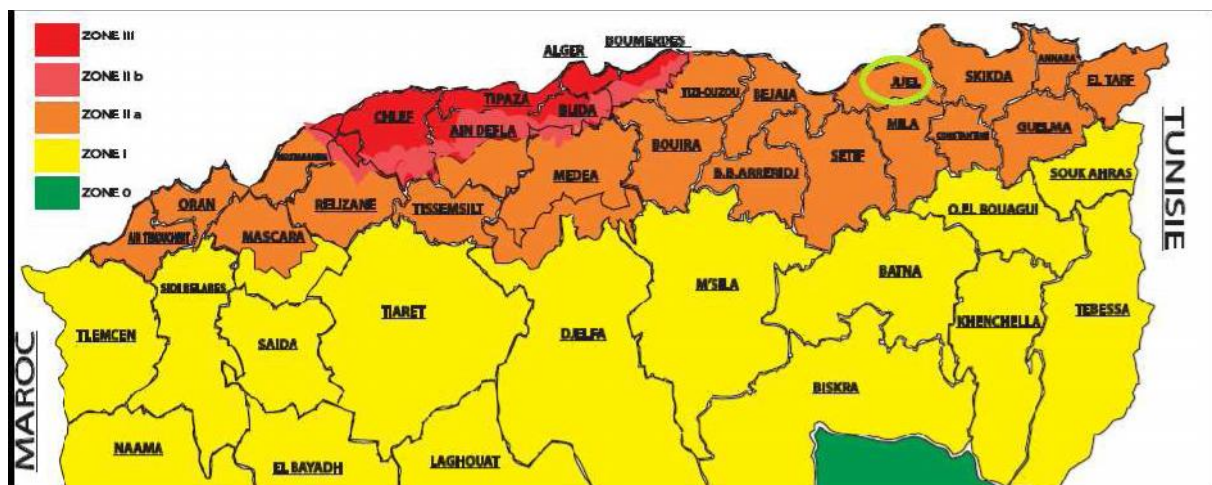


Figure I-2-ZONNE SISMIQUE EN ALGERIE

Donc ,la wilaya de JIJEL appartient à la zone sismique **IIa**, une zone de moyen sismicité, le coefficient d'accélération de zone est $A=0.20$

Groupe de pont : 2^{ème} groupe (pont routier).

I-2-2-données fonctionnelles :

- × **Tracé en plan** : l'axe en plan de l'ouvrage est inscrit dans un alignement droit.
- × **profil en long** : La ligne rouge de l'ouvrage est sur un alignement droit.

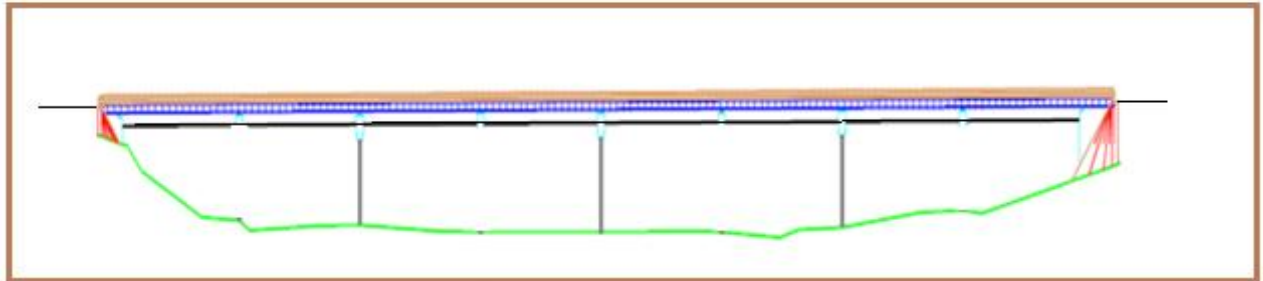


Figure :1.3–profil en long

Longitudinalement : le tracé de la voie routière présente une pente de 0.47%.

- × **Profil en travers** : le profil en travers de notre chaussée est défini par
 - largeur rouable : $L_r = 8.00\text{m}$.
 - Nombre de voies est : 2 voies.
 - Divers en toit : 2.5%.

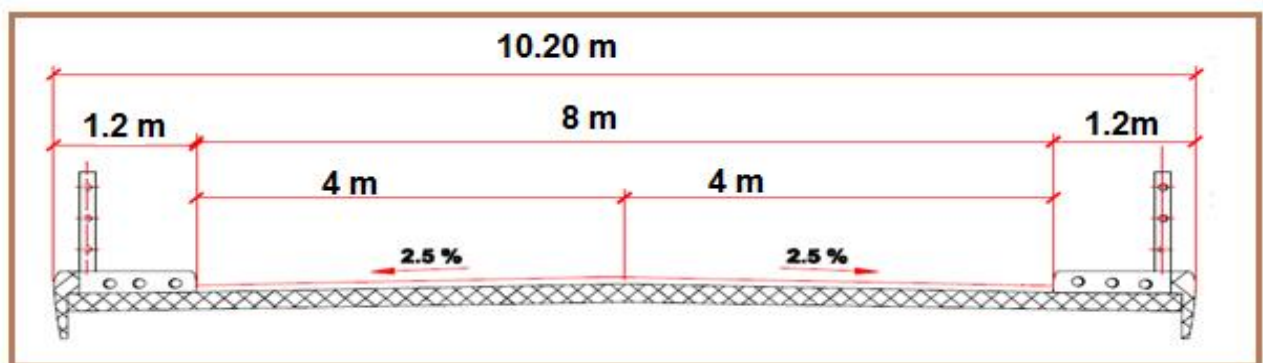


Figure 1.4 profile en travers

- × **Données relatives à l'obstacle franchi (gabarit) :**

Le gabarit est une grandeur associée aux véhicules routiers. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable... etc.)

Notre ouvrage franchit oued DJENDJEN relie JIJEL et MILA. Le gabarit minimum à respecter est de : 8.6m.

-Parmi les contraintes liées à notre projet :

- × **L'affouillement** :

La crue de l'oued DJENDJEN est très agressive sur les appuis de pont, parce qu'on a vu que les piles de pont existant sont attaquées par ce régime d'écoulement.

Pour cela doit être tenu compte à ce problème dans la conception et l'implantation des appuis de futur pont.

Pour délimitée ce probleme on propose de réaliser les fondation avec une protection par des palplanches .

- Une autre solution est d'utiliser les gabions en pierre ou en béton armé.



Figure 1.4-Affouillement des piles.

II- CONCEPTION DU PONT :

II.1- INTRODUCTION :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche sera présentée dans ce deuxième chapitre par les différentes variantes étudiées pour le franchissement de l'oued **DJEN-DJEN**.

Les variantes sont présentées dans l'ordre des points de comparaison qui suivent :

- Présentation générale de la variante.
- L'esthète : Intégration dans le paysage et avec l'ancien pont.
- Construction : mode de construction.
- L'économie : Quantité des matériaux.

L'analyse des points de comparaison aboutissant au choix de la solution structurale retenue.

II.2 LA PROPOSITION DES VARIANTES :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton .
- Les ponts métalliques .
- Les ponts mixtes .
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.

L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique.

La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage, on peut distinguer :

- Les ouvrages de porte modeste (de l'ordre de 30m) : on retrouve dans cette catégorie les ponceaux voutés, les cadres et portiques, les ponts dalle et les ponts à béquilles.
- Les ouvrages en béton précontraint de portée au delà de 30-40m : on retrouve dans cette catégorie les dalles nervurées, les ponts à poutres précontraintes par post tension, les ponts caissons poussés, les ponts caissons construits en encorbellements successifs...
- Les grands ouvrages métalliques de portée au delà de 30-40m : on retrouve les ponts mixtes à couverture en béton armé.
- Domaine des très grandes portées au delà de 300 m : on retrouve les ponts arcs et les ponts à câbles.

Pour notre cas ,les ponts à haubants ,les ponts en arc sont a éliminée à cause de :

1- Les ponts en arc et à béquilles sont à éliminer car ils ne sont envisageables que s'ils peuvent s'appuyer contre un massif rocheux, or le site sur lequel notre ouvrage sera implanté est un sol argile sableuse (non rocheux).

2- Les ouvrages haubanés et suspendus sont des ouvrages exceptionnels, choisir ce type d'ouvrage pour un linéaire de 167m serait non justifié ; il ne sera donc pas économique d'avoir recours à cette technique dans notre cas, qui est relativement classique.

Donc les trois variantes de conception pour notre cas sont :

- **1^{ère} Variante :** pont a poutre précontraint par post-tension.
- **2^{ème} Variante:** pont mixte.
- **3^{ème} Variante:** pont caissons (voussoirs préfabriqués).

II.3 PRESENTATION DES TROIS VARIANTES :

II.3-1-pont à poutres précontrainte par poste tension :

A-Introduction:

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes Précontraintes Préfabriquées par poste tension) font partie de famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ce type des ouvrages est largement utiliser dans le cas des moyennes portées ; l’ouvrage comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une première application dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

- Dans la morphologie de cet ouvrage, le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante qui son solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

- Le mot « précontrainte » crée par E. FREYSSNET. Signifie que le béton précontraint est soumis, préalablement à une charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

- Les portées économiques se situent entre 30 à 40m, exceptionnellement jusqu’au 50m.

• **Post-tension :**

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l’appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l’armature s’allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

B-Pré-dimensionnement : selon SETRA (Tableau II.1)

Type d'ouvrage	Portée												
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	
PSI-BA:passage supérieure ou inférieure à poutre en béton armé													
PRAD:pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent													
PSI-DA:passage supérieur ou inférieur en dalle armée													
PSI-DP:passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte													
PSI-D:passage supérieur ou inférieure en dalle élégié													
PSI-DN:passage supérieur ou inférieure en dalle nervurée													
VIPP:viaduc à poutres précontraintespar post- tension													

domaine courant
 domaine exeptionnel

✖ **La porté (L):**

La porté des travées dans ce type d'ouvrages est compris entre 25 et 50m, et selon la possibilité de réalisation des fondations ; on prend 5 (cinq) travées de 33.40 m.

✖ **Le nombre des poutres :** $N_p = l_a / \gamma + 1$

l_a : entraxe des poutres de l'extrémité ; et γ : entraxe des poutres $1.5 < \gamma < 2.5$ m

$l_a = 10.20 - 1.20 = 9.00$ m , $\gamma = 1.5$ m

Donc : $N_p = 9.00 / 1.5 + 1 = 7$ poutres

✖ **Hauteur des poutres :** l'élanement des poutres h/L est compris entre $1/22$ et $1/18$

Donc $1.52 < h < 1.85$ m, on prend $h = 1.75$ m (poutre+hourdis)

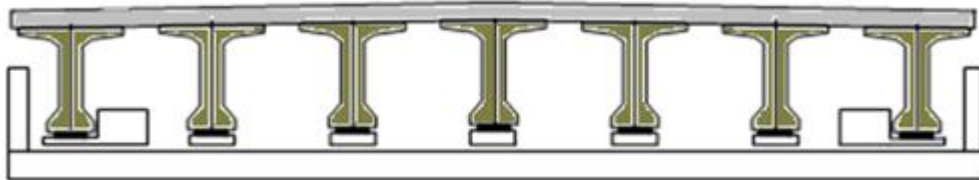


Figure 2.1 coupe sur un tablier à poutres

✖ **Largeur de la table de compression (b) :**

La largeur de table de compression (b) est généralement comprise entre $0.6h$ et $0.7h$, pour éviter tout risque de déversement pendant les opérations de manutention ; pour notre cas ou

$h = 1.50$ m : $0.90 < b < 1.05$ m , on prend **$b = 1.03$ m**

✖ **Epaisseur de la table de compression (e) :**

10 cm $< e < 15$ cm , on prend **$e = 12$ cm**

✖ **Largeur du talon : L_t**

Les talon constituent la fibre inférieure des poutres, sont dimensionner à la flexion, pour un cas usuelle : $0.5 < L_t < 0.8$ m , on prend **$L_t = 0.5$ m**

Cette largeur peut être modifiée lors de l'étude de la précontrainte .

✖ **Epaisseur du talon : ϵ**

$10 < \epsilon < 20$ cm on prend : **$\epsilon = 15$ cm**

✖ **Epaisseur de l'âme à mi travée : b_0**

$18 < b_0 < 25$ cm **$b_0 = 25$ cm.**

✖ **Epaisseur de l'âme à l'about :**

Avant appui l'épaisseur de l'âme est généralement compris entre 25 et 35 cm

$25 \leq b_0 \leq 35$ cm on fixe : **$b_0 = 30$ cm**

On fixe : $b_0 = 30$ cm

✘ **Goussets:** c'est la jonction entre l'ame et la table de compression, l'ame et le talon, par un angle qui joue un triple rôle :

-Il facilite la mise en œuvre du béton.

-Il assure l'encastrement de table de compression et le talon avec l'ame.

-Il permet de loger les oncrages des cables .

• Gousset de la table de compression : On prend α de gousset 11°

-En travée: $e_1 = 6$ cm.

- A l'appui: $e_1 = 6$ cm

• Gousset du talon : On prend α de gousset 56°

-En travée : $e_2 = 18.5$ cm.

-A l'appui: $e_2 = 14.8$ cm.

✘ **Hourdis (la dalle) h_0 :** $20 < h_0 < 30$ cmon prend $h_0 = 25$ cm

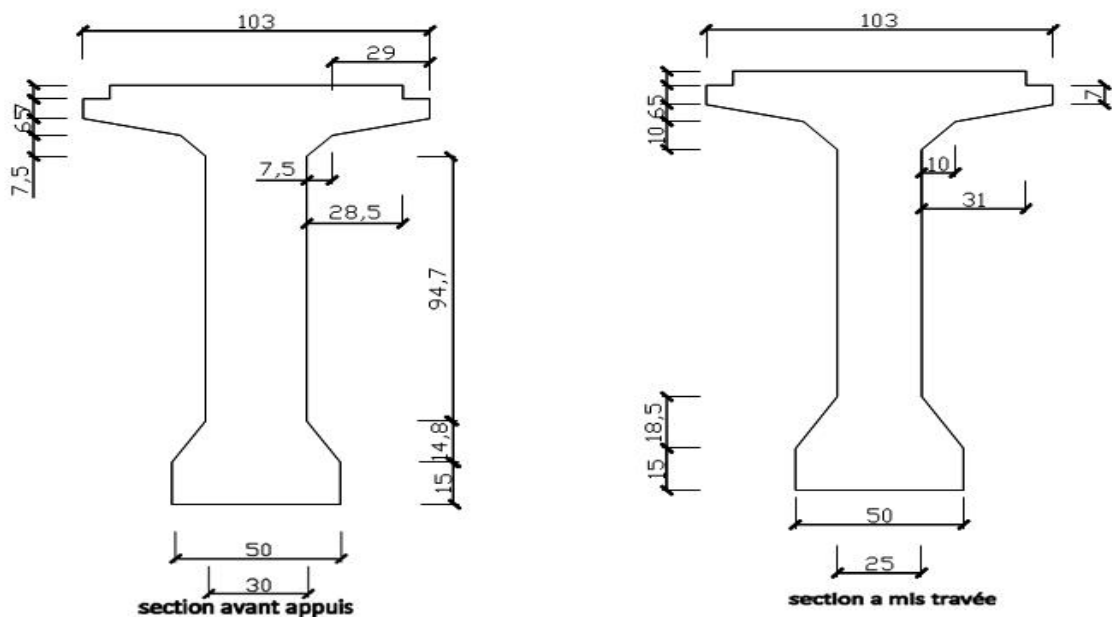


Figure 2.2-Presentation des sections retenus-

C- L'exécution des ponts VIPP:

L'exécution des ponts à poutres précontraintes par poste-tension est comptée parmi les plus simples méthodes de réalisation à cause de la préfabrication des poutres dans un moule ,et la mise en place des poutres par un grue.

La mise en tension des cables se fait par des véreins hydrauliques.

D- L'esthétique:

A cause de l'existence d'un premier pont de meme type,notre pont est relativement naturelle;il s'intègre dans le paysage .

E-L'entretien:

les ouvrage de type VIPP ne demande aucun entretien ;sauf que ce qui concerne l'étanchéité et l'évacuation des eaux ;et comme l'ouvrage est implonté en proche de la mèr ,il est prévus de controlé les petites désordres pour éviter le risque de corosion .

II.3-2-Deuxieme variante :pont mixte

II-3-2-a - Introduction :

les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquent car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Ainsi qu'elle est pour des raisons de simplicité de construction , Si le tablier est assez large (12 à 20m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4m environ. Sinon (si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises.

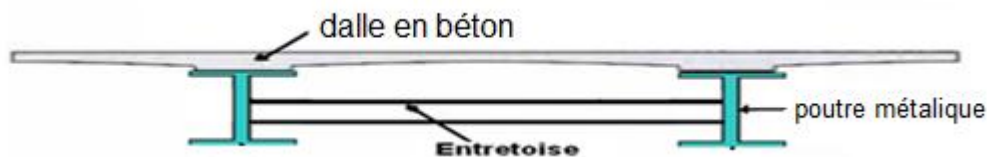


Figure 2-3 ; coupe transversale d'un tablier mixte

Un pont mixte de tablier à poutres métalliques sous chaussée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres avec Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25cm à mi-portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7m et ses encorbellement latéraux jusqu'à 3m. Soit une largeur maximale de tablier de l'ordre de 13m. (Selon Calgaro - conception des ponts-)

Les portées économiques de ce mode de construction vont jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes.

II-3-2-b - Etude Du Tablier (Pré-Dimensionnement) :

* Pré dimensionnement de la dalle :

Dans notre cas, le tablier n'est pas très large donc on peut connecter la dalle (25 cm d'épaisseur en zone courante) seulement sur les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle et reliées par des entretoises : on obtient un pont mixte à entretoises. Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25 cm à mi-portée) permet un entraxe de poutre jusqu'à 7m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3m.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

On a : la largeur de tablier $L = 10.2$ m

N : est le nombre des poutres.

On prend entre axe : $d = 5.1$ m

Ce qui nous donne le nombre des poutres : $N = (10.2 / 5.1) = 2$ poutres.

✖ **Pré dimensionnement des poutres :**

une poutre en I comporte une âme et deux semelles.

• **Elancement des poutres :**

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110m pour les travées continues. Notre projet à une embouchure de 167 m ce qui nous donne trois travées, de **55.6 m** pour les trois travées.

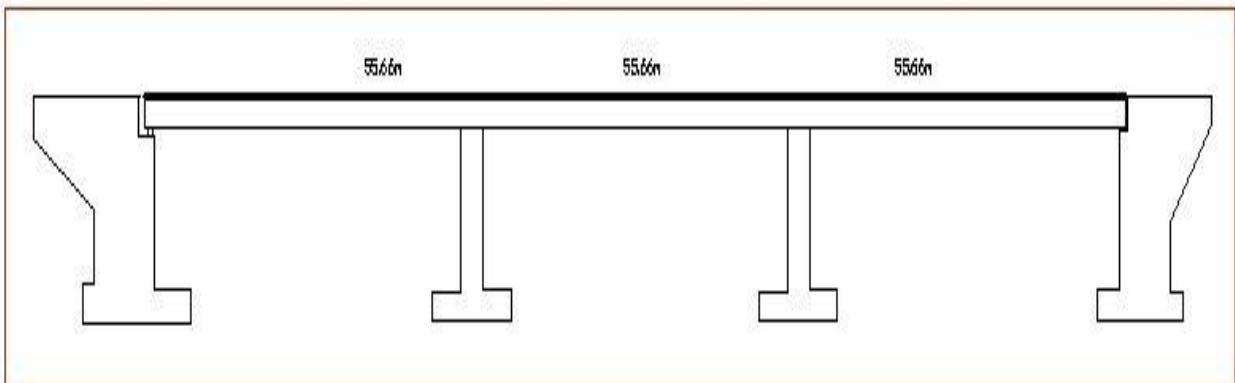


Figure 2.4-profil en long pont mixte

- L'élancement économique est égal à 28m (pour poutre continue de hauteur constante) ce qui nous donne :

$h = 1/28 = 55.6/28 = 1.98$ m, on prend **$h = 2$ m** .

• **Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Résistance au phénomène de Fatigue.

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à :

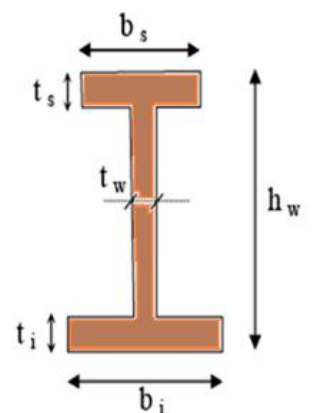
- A mi travée $8 \leq e_a \leq 14$ mm
- Sur appui $e_a \leq 20$ mm

On prend

- Une épaisseur de 12 mm à mi travée.
- Une épaisseur de 15 mm sur appui.

• **Epaisseur des semelles des poutres :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions : de résistance et d'instabilité.



1-Semelle supérieure en travée

La largeur de la semelle $200 \leq L_{s-t} \leq 500$ mm

L'épaisseur $12 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm,

On prend

- Une largeur de 300 mm.
- Une épaisseur de 20 mm.

2-Semelle supérieure sur appui

La largeur de la semelle $400 \leq L_{s-a} \leq 900$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-a} \leq 40$ mm, on prendra donc :

On prend :

- Une largeur de 600 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

3-Semelle inférieure en travée

La largeur de la semelle $300 \leq L_{s-t} \leq 600$ mm.

L'épaisseur $20 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm,

On prend donc :

- Une largeur de 400 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

4-Semelle inférieure sur appui

La largeur de la semelle $600 \leq L_{s-a} \leq 1000$ mm

L'épaisseur $30 \leq e_{s-a} \leq 60$ mm, on prendra

On prend :

- Une largeur de 800 mm.
- Une épaisseur de 35 mm.

Remarque

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit pas réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

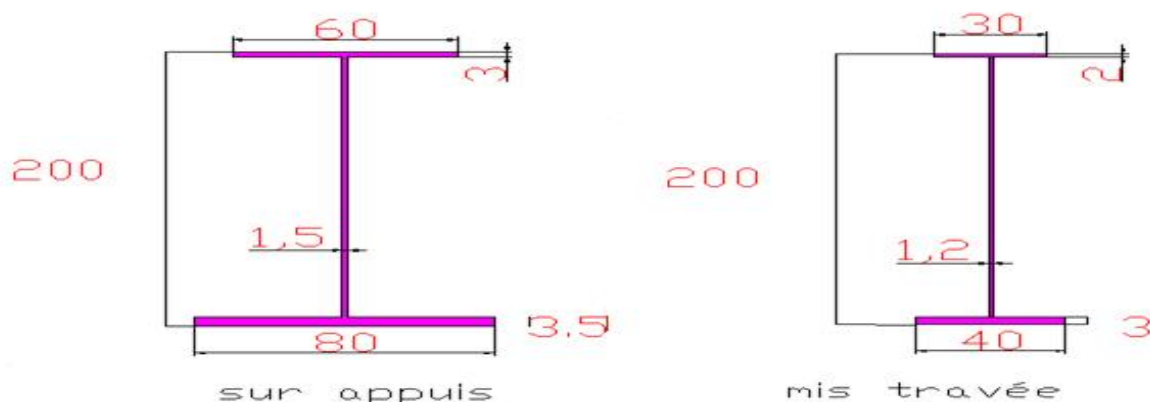


Fig. 2.5- Profilé de poutre à mi-travée et sur appui

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

❖ **Comme avantages**

On cite :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

❖ **Comme inconvénients:**

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.
- Le pont de forme relativement naturelle, s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage mais pour notre cas ne s'adapte pas avec l'ancien pont.

II.3-3: pont à voussoirs (hauteur constante):

3-1.Morphologie générale :

la plus importante famille des ponts construits par en courbellement est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable ,du point de vue de son fonctionnement mécanique ,à une poutre continue ;ces ponts sont en générale construits à partir des pils en confectionnant des voussoires,soit dans des ateliers de préfabrication ,soit directement dans des couffrages portés par des équipages mobiles. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/50 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,30 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

- Connaissant :

La longueur totale de l'ouvrage : $L_{\text{tot}} = 167\text{m}$

Le coefficient θ qui, pour un tablier de hauteur constante, varie entre 0.68-0.7 L

Pour $\theta=0.69$

$L= 70\text{m}$.

Représentons par un schéma simplifié l'ouvrage par une poutre continue.

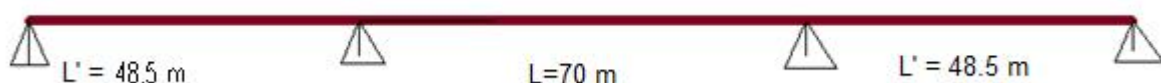


Figure 2.6-profile en long –pont voussoir

3-2. Pré dimensionnement du voussoir :

- Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre –caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. On choisit un voussoir de type mono cellulaire.
- **Géométrie de voussoir :**(document SETRA)

Etant donnée la hauteur constante du tablier ; le paramètre à déterminer est h
(h sur pile=h en clé) :

Le rapport entre cette hauteur et la portée dominante de l'ouvrage varie entre les ratios :
1/20 et 1/25

Tel que : $h / L = 1/20 - 1/25$,on fait le dimensionnement sur la plus grande travée : $L=70m$

Donc $h = 2.8m$ à $3.5m$ on prend : **$h=3 m$**

-Les distances b et b' dépendent de la largeur totale du tablier tel que :

$$b=B/2 \quad b'=b/2$$

La largeur de tablier est $B=10.2m$

$$b=10.2/2=5.1m \quad b'=5.1/2=2.55m$$

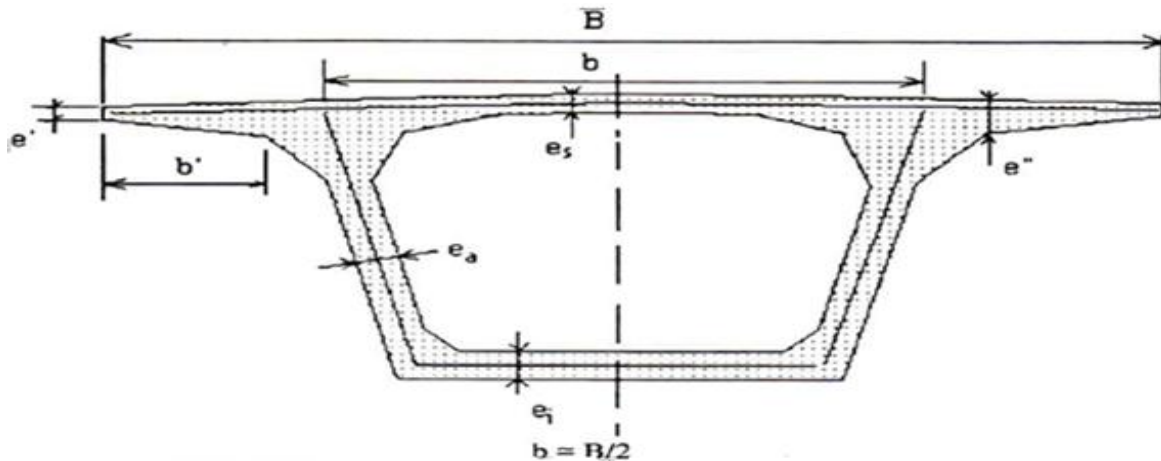


Figure 2.7-voussoir monocellulaire

- $e'' = b'/7$ à $b'/5$
- $b'=2m$
 $e'=25cm$
 $e''=(28cm - 40cm)$ on prend $e''=35cm$
 e', e'' : (épaisseur de l'hourdi supérieur aux sections considérées)
- $e_s = b/25 = 0.20m = 20cm$ (l'épaisseur de l'hourdi supérieure)
 $e_a = 26 + (Lm/5) = 40cm$ (l'épaisseur de l'âme)
- $e_i \geq \text{Max} \{18cm; 3\phi; t_w/25\}$ ($\phi = 80mm$)
 $e_i = 25cm$ (l'épaisseur de l'hourdi inférieure)
L'angle entre l'inclinaison du gousset et l'horizontale est 60°
 $tg 60^\circ = v/h$, si on prend $h = 55cm$, $v = 95cm$

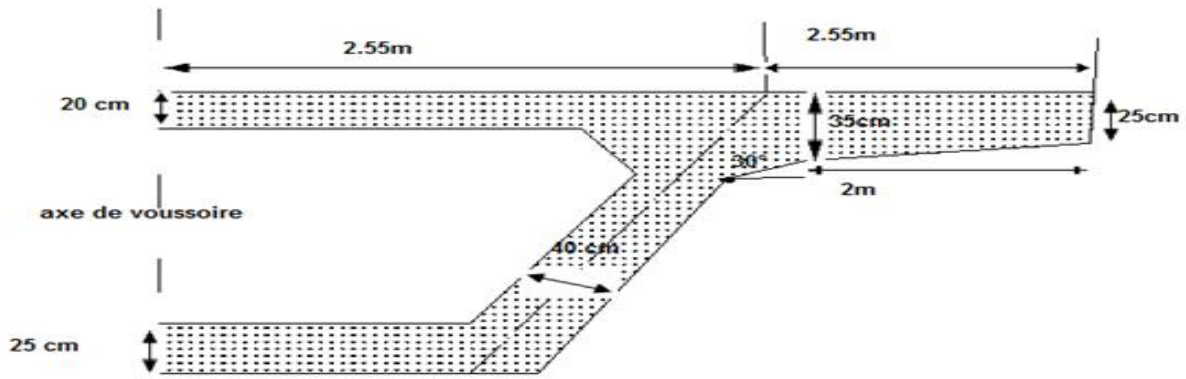


Figure 2.8-les dimension du voussoir

3-3. Avantage et inconvénients :

Le tablier d'un pont à voussoirs coulé sur place à inertie constante, présente des avantages et des inconvénients. Comme avantage, on cite :

❖ Les avantages :

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages, tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.

La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques.

- L'esthétique de ce type d'ouvrages.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.

❖ Les inconvénients :

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- Mais dans notre cas la hauteur n'est pas importante (8-9m).
et pas des contraintes signalées de justifier l'application de ce mode.

-La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliquée ; elle demande une main d'œuvre qualifiée et de matériel spécifique ; la première étape est la

construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignée.

II-3.4-Analyse multicritère :

Nous basons sur les critères suivants :

A. Le coût :

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a, d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes. Et selon la complexité des travaux ; et la qualité de la main-d'œuvre, on peut classer les trois variantes comme suit : pont à poutres précontrainte par poste tension, pont mixte, pont voussoir, donc parmi les trois variantes le coût du pont en béton précontrainte moins chère par rapport les deux autres ouvrages.

B. L'esthétique :

De point de vue d'esthétique, les ponts en voussoirs c'est mieux que les ponts mixte et les ponts à poutres précontraintes, mais il ne s'adapte pas avec l'ancien pont.

C. L'entretien :

La visite et l'entretien du pont en béton précontrainte, et le pont voussoir sont facile par rapport le pont mixte.

Conclusion :

Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution (**pont à poutres précontraintes par post-tension**) est plus adaptée que les autres sur le site vu les avantages cités précédemment .

II-4-CONCEPTION D'UNE CULEE:

II-4.1.Introduction:

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée de la terre et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes exigences de la fonction culée ; fonction qui comprend une fonction mécanique (transmission des efforts au sol de fondation, limitation des déplacements horizontaux en tête,.....) et une fonction technique en cas des culées creuses.

Parmi les différents types des culées, on peut faire le choix entre deux types de culées acceptable dans notre site.

❖ Culée à mur de front (culée remblayée) :

On appelle couramment une culée remblayer, une culée comportant un ensemble des murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelés murs de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs en retour. Plus généralement nous appellerons culée remblayer, toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retours ou en ailes (murs latéraux), pour laquelle ont été dissociées les fonctions porteuse et de soutènement.

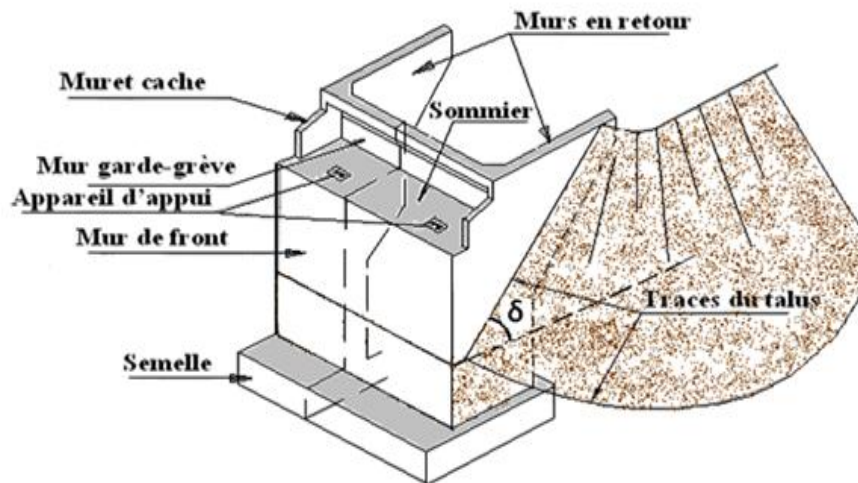


Figure 2.9 schéma représentatif d'une culée remblayée

❖ Culée enterrée :

sont celles dont la structure porteuse est noyée dans les remblais d'accès à l'ouvrage ; elles assurent essentiellement une fonction porteuse car elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux des poussées des terres.

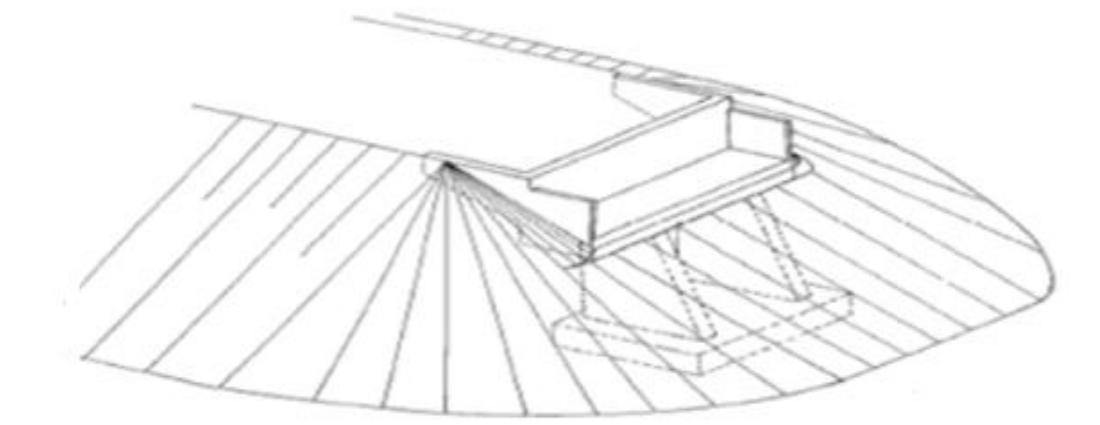


Figure 2.10-schéma représentatif d'une culée enterrée

-Le choix de la culée dépend d'une analyse des contraintes naturelles du site, le mode de construction du tablier et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage ; pour notre ouvrage ; et à cause de l'existence de l'ancien pont on choisit une culée remblayer .

II-4 .2-Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1 (coté JIJEL)	Culée2 (coté ACHOUATE)
Côte projet (m)	56.37	55.58
Côte TN (m)	52.54	50.94
Côte de la fondation (m)	49.13	48.34
Hauteur de la culée (m)	7.24	7.24

Tableau-2.2- Implantation et hauteur des culées

II-4 -3-Prédimensionnement de la culée :

❖ Mure de garde grève :

- La hauteur du mur garde grève „Hg“: $H_g = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur de dé d'appui}$. Donc : $H_g = 1.8 + 0.05 + 0,20$; donc : **$H_g = 2.05\text{m}$** .
- L'épaisseurs du mur (couronnement) :

$$\text{Epaisseur (couronnement) : } E \begin{cases} 20 \text{ cm jusqu' à } 1,2 \text{ m de hauteur} \\ 25 \text{ cm de } 1,2 \text{ m à } 2,00 \text{ m de hauteur} \\ 30 \text{ cm au-delà de } 2,00 \text{ m de hauteur} \end{cases}$$

On prend : **$E_{gg} = 0.30 \text{ m}$**

- La longueur " L_g " = la largeur de tablier ; donc **$L_g = 10.20 \text{ m}$** .

❖ Mue de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,80 à 1,20m selon la hauteur.

- La hauteur de mur frontal " H_{mf} ": **$H_{mf} = 3.74 \text{ m}$** .
- L'épaisseur E_{mf} : on prend l'épaisseur **$E_{mf} = 1.00 \text{ m}$**
- La longueur " L_{mf} " = la largeur de tablier, donc **$L_{mf} = 10.20 \text{ m}$**

❖ La semelle :

- Epaisseur : 1,50 m.
- Largeur : 6 m.
- Longueur : 11.20 m
- Béton de propreté : 0,20 m.

❖ Mur en retour :

L'épaisseur des murs en retours est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre 30cm et 50cm (30cm valeur minimale pour un ferrailage et un bétonnage corrects).

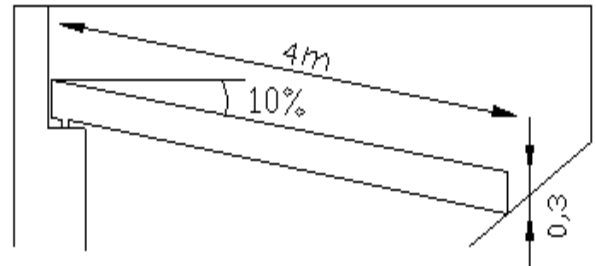
La longueur du haut de mur en retour ne dépasse pas les 7 à 8m.

Donc dans notre projet on va prendre une épaisseur de 50cm et une longueur de 6.15 m.

❖ **La dalle de transition :**

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La largeur de la dalle de transition se mesure d’après la pente du matériau utilise pour le remblai, elle varie entre 3 et 5m. On prend $L_{Dt} = 4 \text{ m}$

- Généralement elle a une épaisseur $E_{Dt} = 30 \text{ Cm}$.
- La dalle de transition suit une pente de $P = 10 \%$.
- Une longueur inférieure a la distance séparant les deux murs en retour, on prend $L=8 \text{ m}$.



II.5-Conception des piles :

II.5.1-Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu’au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction de plusieurs paramètres telle que le site (terrestre, aquatique), mode de réalisation du tablier, hauteur de l’obstacle à franchir, type de fondation, et type de liaison avec le tablier.

L’implantation des piles est conditionnée par la longueur des travées, et le type du terrain de fondation, elle est représentée dans le tableau suivant avec leur hauteur HP :

$H_p = \text{cote projet} - \text{cote fondation} - \text{hauteur de (la dalle + poutre + appareils et dés d'appuis)}$

Désignation	pile 01	pile 02	pile 03	pile 04
Côte projet (m)	56.21	56.06	55.90	55.74
Côte TN (m)	48.90	48.04	48.00	50.46
Côte de la fondation (m)	46.29	45.31	45.16	45.80
Hauteur de la pile (m)	7.89	8.69	8.69	7.89

Tableau.2.3-Implantation et hauteurs des piles

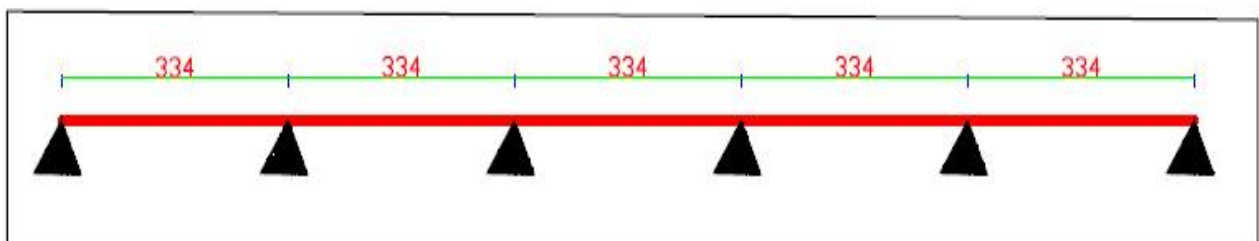


Figure 2.11-Appuis du pont

II.5.2-Choix du type de la pile :

dans le monde de construction des piles des ouvrages ,il existe plusieurs type de piles tel que les piles marteaux ,les piles voile ,les piles colonne à futsetc , pour notre ouvrage on prévu une pile colonne à trois futs

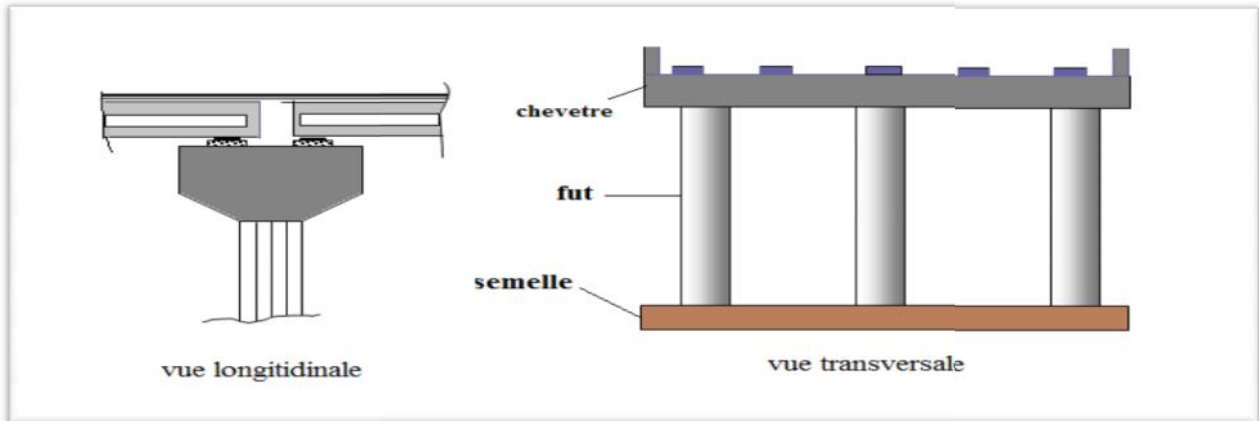


Figure.2.12 -la pile –

II.5.3-Prédimensionnement de la pile :

La pile colonne est constituée par trois éléments :

- ❖ **Chevêtre** : il à comme rôle la transmission des charges au futs, leur épaisseur est déterminé par la condition suivante : $H_c \lesssim 1.25 H_t$, H_t la hauteur du tablier = 1.75 m

$H_c \lesssim 2.18$ m , on prend $H_c = 1.2$ m et une largeur $L_c = 1.8$ m

- ❖ **Les futs** : sont des poteaux de forme en générale cylindrique et un diamètre constant

Le diamètre $D_f \geq 1.2$ m ,on prend un $D_f = 1.2$ m,l'espacement entre deux axes trasversalement est de 3.2 m

- ❖ **La semelle** ;

-Epaisseur :1.5 m.

-largeur ; 6 m.

-longueur 11.2 m.

-béton de propreté : 0.20 m.

II.6-Concèption des fondation :

Le terrain est recouvert par un horizon sablo-graveleux dont l'épaisseur peut atteindre une vingtaine de mètre. Selon les coupes lithologiques transmises par le laboratoire. La transmission des charges au sol sous culées et piles sera donc assurée par des fondations profondes (pieux forés de diamètres 1.20 m).

❖ **Entraxe des pieux :**

Il est communément admet qu'un entraxe de trois diamètres est une base de départ pour le dimensionnement de la fondation. L'effet du groupe est quasiment inexistant pour de faibles sollicitations horizontales et si un appui a été mal exécuté, on dispose d'une place suffisante pour en forer une autre. L'entraxe $\geq 3\emptyset$; Donc on prend l'entraxe est égal à 3,60m.

❖ **le nombre de pieux :**

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport du sol (la portance des pieux) et les décentes de la charges ramenées par l'ouvrage

❖ **L'épaisseur de la semelle :**

On prend une épaisseur de 1.50 m, et une largeur de 6m
Les supports (piles) sont protégés avec la palplanche a raison de protégée les fondation aux affeuillement

III-CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX :

III-1- Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III-1-1 : La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{Si } j \geq 28 \text{ j.} \\ 30\text{MPa} & \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa.} & \text{Pour le béton de la superstructure} \\ 30\text{MPa.} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III-1-2 : La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7\text{MPa.} & \text{(Pour } f_{c28} = 35\text{MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4\text{MPa.} & \text{(Pour } f_{c28} = 30\text{MPa).} \end{cases}$$

III-1-3- Contraintes admissibles :

III-1-3-1- Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 17\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \\ 22.17\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \end{cases}$$

III-1-3-2- Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

III-1-3-3- Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{ij} dans la section d'enrobage , $1.5 f_{ij}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :

-0 dans la section d'enrobage.

III-1-3-4- Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux mode de rupture de béton :

- 1ère par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau^2}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_x + \sigma_t)$$
- 2ème par compression pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau^2}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2f_{ij} / (f_{cj}) + (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{ij} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que Dans le cas d'élément soumis a des fortes compressions longitudinales.

$$(\text{Si } \sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj})$$

$$\text{Avec : } \tau = \min(\overline{\tau}_1; \overline{\tau}_2)$$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1^{ère} formule avec $\sigma_x=0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\sigma_t=0$

$$\tau^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj})$$

III-1-4- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

III-1-5- Module de déformation longitudinale du béton E :

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

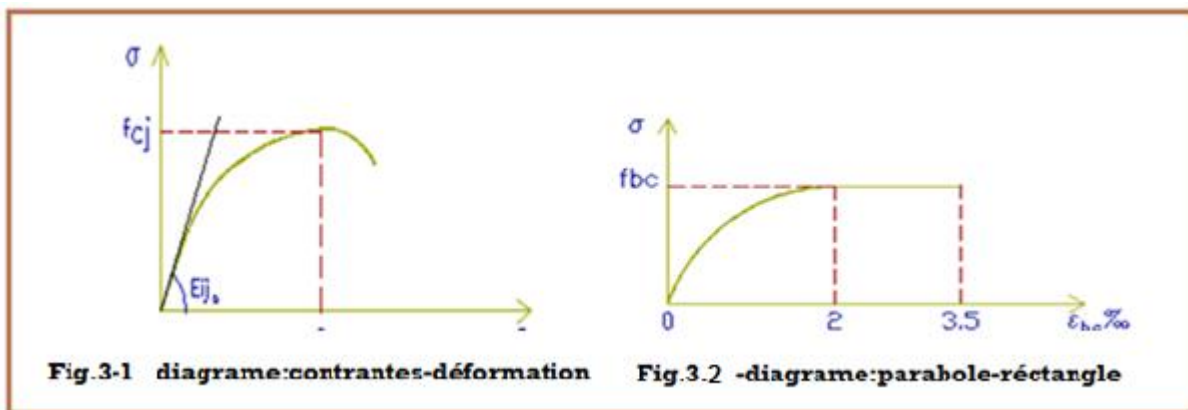
$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

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

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

III-1-6- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante : $G = E / 2(1+\nu)$



III-2-L'acier :

III-2-1-Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

III-2-1-2-La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40 type 2**, sa limite élastique égale à **400 MPa**.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ —————> Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ —————> Situation durable ou transitoire.

III-2-1-3-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

Contrainte limite de traction :

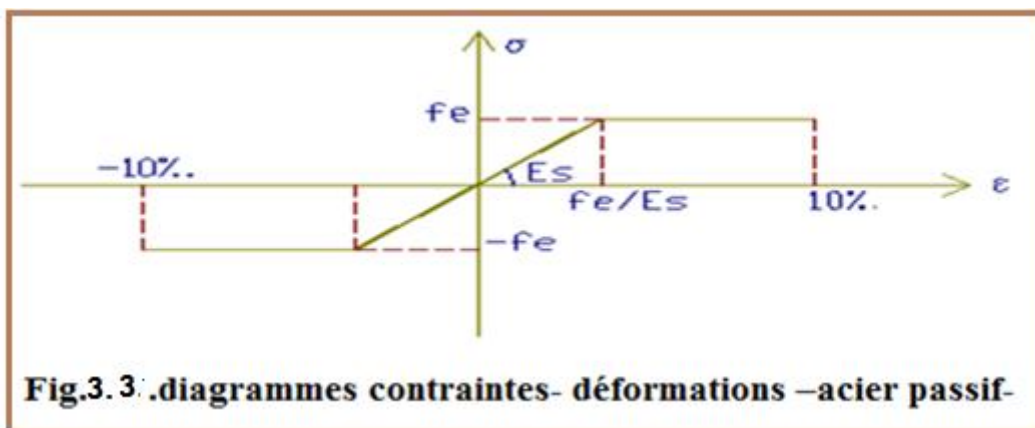
En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$.

Avec : $n = 1$ —————> Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ —————> Aciers à haute adhérence.



III-2-2-Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$.

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1770 MPa.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1583 MPa.

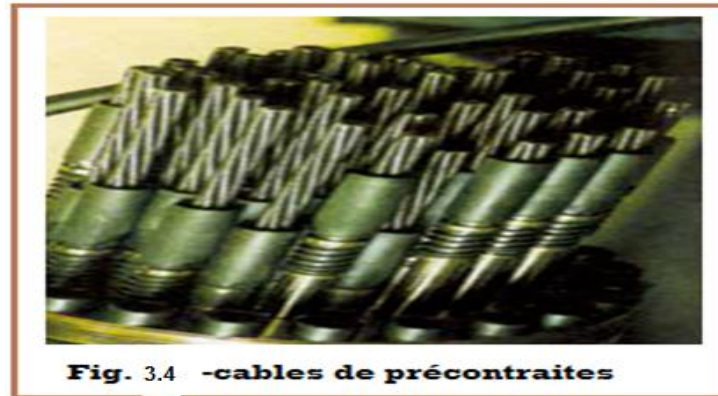


Fig. 3.4 -cables de précontraites

III-2-2-1-La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

III-2-2-2-Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\ 000\text{MPa}$ pour les barres.

$E_p = 190\ 000\text{MPa}$ pour les torons.

➤ Caractères de calcul :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- ❖ La section nominale de l'armature A_p
- ❖ la contrainte maximale garantie à rupture f_{prg}
- ❖ la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg}
- ❖ Coefficient de relaxation
 - = 2,5 % pour la classe TBR (Très Basse Relaxation)
 - = $\rho_{1000} = 8\%$ pour la classe RN (Relaxation Normale)
- ❖ adhérence au béton :
- ❖ coefficient de dilatation thermique 10^{-5} par degré C.
- ❖ module de déformation longitudinale :
 - $E_p = 200\ 000\text{ MPa}$ pour les fils et les barres.
 - $E_p = 190\ 000\text{ MPa}$ pour les torons.

IV:CONCEPTION DES ELEMENT DU TABLIER

IV -1-Introduction :

Le dimensionnement des éléments du tablier concerne tous les éléments qui ont un rôle principal (poutres) ,ou esthétique et secondaire (corniche,trottoire.....),permettent l'exploitation de l'ouvrage ,augmentent leur durabilité et facilitent leur fonctionnement .

IV -2-Dimensionnement des éléments du tablier :

IV -2-1-Les poutres :

comme on a vu dans le prédimensionnement des poutres, elles sont en section en T avec talon, l'entraxe entre eux est de 1.5 m ,leur longueur est de 33.40 ,leurs caractéristiques géométriques sont comme suit :

❖ **L'élanement des poutres:** h / L est compris entre $1/22$ et $1/18$

Donc : $1.52 \leq h \leq 1.85$ m on prend : **$h=1.75$ m**(poutre+haudis)

❖ **L'espacement entre axes des poutres :**

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées.

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 1,5m à 2,5 m.

On choisit $d=1.50$ m.

❖ **Le nombre des poutres :**

$$N = \frac{L_a}{d} + 1$$

d : entraxe des poutres.

L_a : entraxe entre les poutres de l'extrémité.

$$1.5 \leq d \leq 2.5 \text{ m}$$

$$L_a = 10.20 - 1.2 = 9.00 \text{ m}$$

$$d = 1.5 \text{ m}$$

$$N = \frac{9.00}{1.50} + 1 = 7 \text{ Donc } N = 7 \text{ poutres.}$$

❖ **Largeur de la table de compression (b) :**

$$0,6 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,6 \times 1.5 \leq b \leq 0,7 \times 1.5$$

$$0.9 \leq b \leq 1.05 \text{ m}$$

On prend : **$b = 1.03$ m**

❖ **Epaisseur de table de compression (e) :**

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \quad \text{donc: } e = 12 \text{ cm}$$

❖ **Largeur de talon (L_t):**

$$50 \leq L_t \leq 80 \text{ cm}$$

Pour la valeur L_t on prend 50 cm, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

$L_t = 50 \text{ cm}$

❖ **Epaisseur du talon e_t :**

On prend $e_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Epaisseur de l'âme en travée (b_0):**

b_0 est donné par : $18 \leq b_0 \leq 25$

On fixe : $b_0 = 25 \text{ cm}$

❖ **Epaisseur de l'âme avant d'appuis (b_0) :**

$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$

On fixe : $b_0 = 30 \text{ cm}$

❖ **Goussets :** C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

• **Gousset du talon :**

On prend α de gousset 56°

En travée : $e_3 = 18.5 \text{ cm}$

A l'appui : $e_3 = 14.8 \text{ cm}$

• **Gousset de la table de compression :**

On prend α de gousset 11°

En travée : $e_1 = 6 \text{ cm}$.

A l'appui : $e_1 = 6 \text{ cm}$.

IV.2-2: Hourdis (la dalle):

En général $20 \leq h_0 \leq 30$

Dans ce cas on fixe : $h_0 = 25 \text{ cm}$.

IV.2-3 : Les entretoises:

Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui.

Les entretoises intermédiaires ne sont plus mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi des méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

L'épaisseur des entretoises est de l'ordre de **25cm** à 30cm ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance. donc $E = 25 \text{ cm}$.

La hauteur des entretoises est inférieure ou égale à la hauteur des poutres ,on prend

$h = 1.2 \text{ m}$.

IV -2-4-les équipements du tablier :

Considérés comme accessoires ,les équipement jouent un role fondamental dans la conception ,le calcul et la vie d'un ouvrage,se sont qui permettent au pont d'assuré sa fonction

à l'utilisateur, certains équipements (étanchéité, appareil d'appuis, joint de chaussée) conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage.

❖ **le revêtement** : comprennent en générale une couche d'étanchéité et une couche de roulement ; la chape d'étanchéité doit assurer une bonne imperméabilité, et la couche de roulement doit présenter un bon confort et la sécurité des usagers. Leur épaisseur varie entre 6 et 10 cm en béton bitumineux, pour notre ouvrage une épaisseur de 7 cm est prévue.

❖ **les trottoirs** :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par une simple surélévation de 16 à 20 cm, de la circulation automobile, la largeur de notre trottoir et de 1.20 m comprennent une réservation pour des conduites avec épaisseur de 25 cm,

. **Les garde-corps** :

C'est un système de retenue des piétons, et ayant un rôle esthétique, sont des barrières à hauteur de poitrine, il existe plusieurs types de garde-corps, selon l'implantation de l'ouvrage (en rase campagne ou dans les villes), pour notre

ouvrage on utilise des garde-corps standard de hauteur 1.10 m

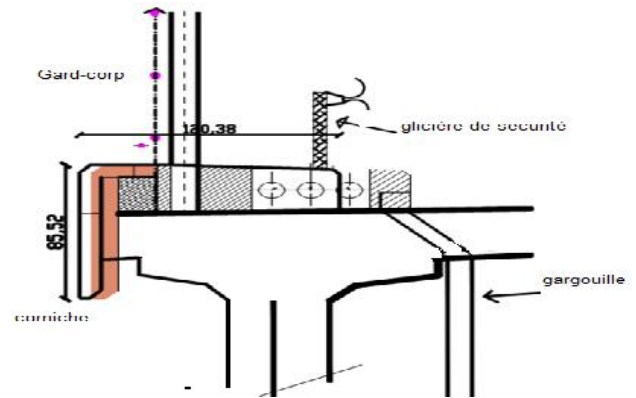


Fig.4.1 Elements de tablier

❖ **Les glissières de sécurité** : C'est destiné à diminuer les conséquences d'un accident de la route, elle est aussi sensée protéger les piétons

IV.3-détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

➤ **Notations :**

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

S/Δ : 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 $I_0 = bh^3/12$

IG : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

A_i : aire de la section (i)

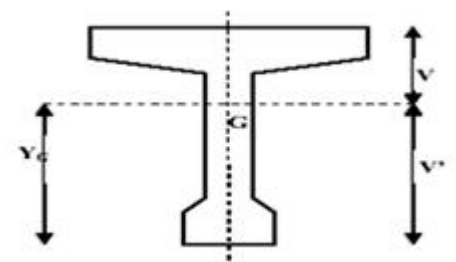
Y_i : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre est donnée par

B : c'est la section de la poutre.

B (nette) = B (brute) - 5% B (brute)

S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute)



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

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

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

$$\text{Rendement géométrique: } \rho = I_G / (V_x V'_x B)$$

IV.3.1-Section d'about son hourdis

désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I ₀ (cm4)	I/axe	s(cm3)
1*1	30	150	4500	75	8437500	33750000	337500
2*2	10	15	300	7.5	5625	22500	2250
triangl2*3	10	14.8	148	19.93	1800.9956	60587.321	2949.64
tringle 2*4	7.5	7.5	56.25	129	175.78125	936232.03	7256.25
tringle 2*5	29	6	174	136	348	3218652	23664
6*2	7.5	6	90	135	270	1640520	12150
7*2	8	7	112	141.75	457.33333	2250880.3	15876
8*2	28.5	12	684	144	8208	14191632	98496
Bbrut			6064.25				
Bnette			5761.0375				
S/axe brut							500141.89
S/axe nette							475134.8
I/axe brut						56071004	
I/axe nette					0	50463903	

Tableau.4.1-caracteristique de la section d'about sans hourdis

$$v'=82.473824\text{cm} , I_g=14822387\text{cm}^4 , v'=67.52\text{cm} , \rho=0.44$$

■ IV.3.2-Section d'about avec hourdis

Section d'about avec hourdis							
désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I ₀ (cm4)	I/axe	s(cm3)
1*1	30	150	4500	75	8437500	33750000	337500
2*2	10	15	300	7.5	5625	22500	2250
trian 2*3	10	14.8	148	19.93	1800.9956	60587.321	2949.64
tringle 2*4	7.5	7.5	56.25	129	175.78125	936232.03	7256.25
trian 2*5	29	6	174	136	348	3218652	23664
6*2	7.5	6	90	135	270	1640520	12150
7*2	8	7	112	141.75	457.33333	2250880.3	15876
hourdis	150	25	3750	162.5	195312.5	99218750	609375
8*2	28.5	12	684	144	8208	14191632	98496
Bbrut			9814.25				
Bnette			9323.5375				
S/axe brut							1109516.9
S/axe nette							1054041.1
I/axe brut						155289754	
I/axe nette						139760778	

Tableau 4.2-caracteristique de la section d'about avec hourdis

$$v'=113.05 \text{ cm}, \quad I_g=29857069.2 \text{ cm}^4 \quad v'=61.948377\text{cm.} \quad \rho=0.3154816$$

■ **IV.3.3-Section à mis travée sans hourdis :**

		section a mis travée					
désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I0(cm4)	I/axe	s(cm3)
1*1	25	150	3750	75	7031250	28125000	281250
2*2	12.5	15	300	7.5	7031.25	23906.25	2250
tria 2*3	12.5	18.5	148	21.16	4396.9618	70663.311	3131.68
tringle 2*4	10	10	100	128.67	555.55	1656152.5	12867
triale 2*5	29	6	174	136	348	3218652	23664
6*2	10	6	120	135	360	2187360	16200
7*2	8	7	112	141.75	457.333	2250880.3	15876
8*2	28.5	12	684	144	8208	14191632	98496
Bbrut			5388				
Bnette			5118.6				
S/axe brut							453734.68
S/axe net							431047.95
I/axe brut						51724246	
I/axe nette					0	46551822	

Tableau.4.3-caracteristiques de la section à mi travée sans hourdis

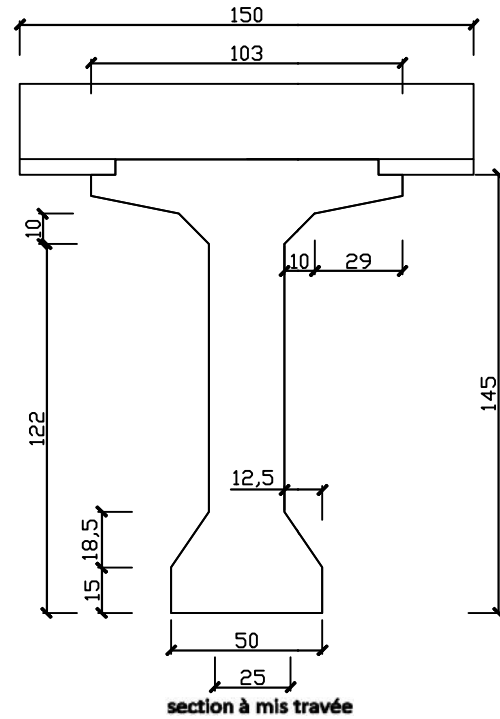
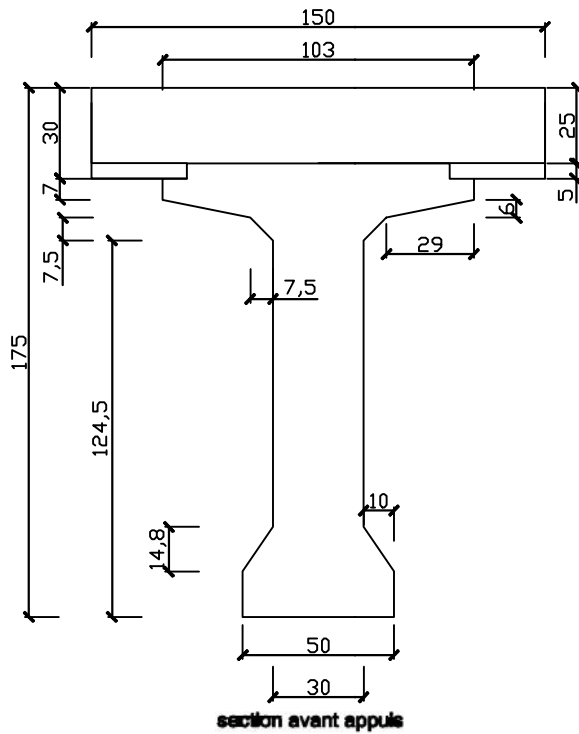
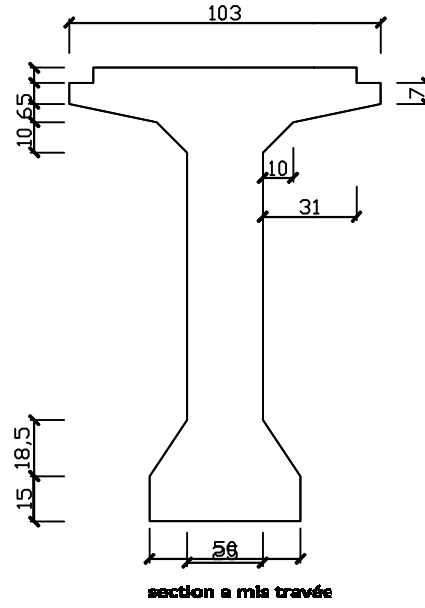
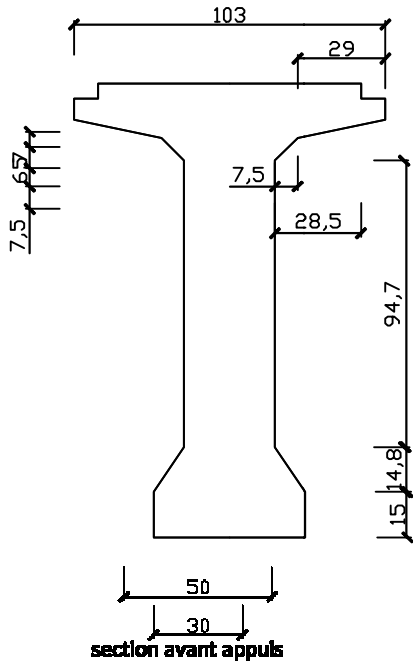
$$v'=84.21 \text{ cm}, \quad v=65.78\text{cm}, \quad I_g \text{ net}=10252378, 14\text{cm}^4 \quad \rho=0.3615$$

IV.3.4-Section a mis travée avec hourdis

		section a mis travée					
désignation	x	y	b(cm2)	z(cm)	I0(cm4)	I/axe	s(cm3)
1*1	25	150	3750	75	7031250	28125000	281250
2*2	12.5	15	300	7.5	7031.25	23906.25	2250
triagle 2*3	12.5	18.5	231.25	21.16	4396.9618	107938.13	4893.25
tringle 2*4	10	10	100	128.67	555.55556	1656152.5	12867
triagle 2*5	29	6	174	136	348	3218652	23664
6*2	10	6	120	135	360	2187360	16200
7*2	8	7	112	141.75	457.33333	2250880.3	15876
hourdis	150	25	3750	162.5	195312.5	99218750	609375
8*2	28.5	12	684	144	8208	14191632	98496
Bbrut			9221.25				
Bnette			8760.1875				
S/axe brut							1064871.3
S/axe ntte							1011627.7
I/axe brut						150980271	
I/axe nette						135882244	

Tableau.4.4-caracteristique de section a mis travée avec hourdis

$$v'=115.48 \text{ cm}, \quad v=59.52 \text{ cm}, \quad I_g \text{ net}=19059336,45 \text{ cm}^4 \quad \rho=0.422$$



V.CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1-Introduction :

Le rôle principal d'un ouvrage est de permettre la circulation du trafic pour lequel il est construit, pour cela il doit tenir en phase de service sous l'effet de toutes les actions qui sont les charges permanentes (poids propres des éléments), et les charges d'exploitation qui sont définies dans (le fascicule 61, titre II) ; et d'autres types de charge comme le séisme, le gradient thermique... etc.

❖ Les charges permanentes :

Sont les charges qui appartiennent à l'ouvrage lui-même et comprennent :

- le poids des éléments porteurs (poutres et dalle)
- le poids des éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissière de sécurité, revêtement ; entretoises)

❖ Les charges variables : comprennent :

- les charges d'exploitation de l'ouvrage qui sont définies dans (le fascicule 61 titre II).
- les charges climatiques présentées par le vent, et la température.
- les actions accidentelles, comme le choc des bateaux, ou des véhicules sur une pile.
- les charges sismiques sont définies par règlement parasismique algérien (RPOA 2008)

❖ Caractéristique de l'ouvrage :

- Largeur droite 10.2m.
- Largeur rouable $L_r = 8$ m.
- Largeur chargeable $L_c = 7$ m.
- $L_r = 8 (\geq 7)$ donc est un pont de première classe.

Le nombre de voies $n = 7/3.5 = 2$ de largeur de 3.5 m pour chaque voie

V.2-Calcul des charges permanentes :

1. Élément porteur : noté CP

- ❖ **Le poids des poutres :** les poutres en une section variable, comme indiqué sur le schéma suivant :

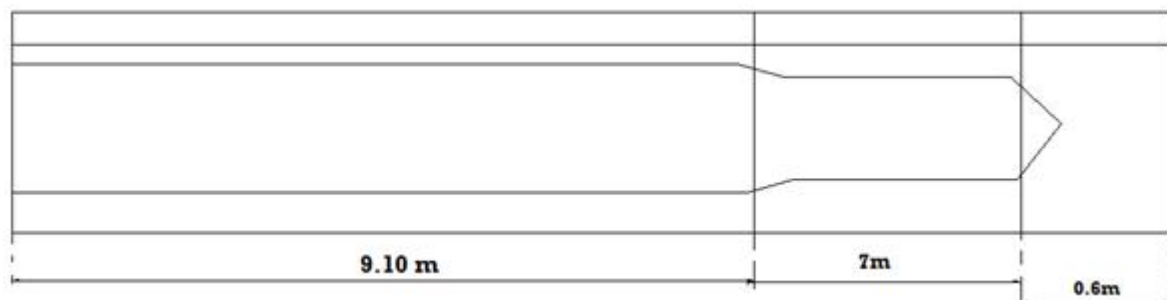


Fig.5.1-sections de la poutre

$$P_p = p_1 + p_2 = 2 \times l_1 \times S_1 + l_2 \times S_2$$

$$= (2 \times 7.6 \times 0.606425 + 18.20 \times 0.5388) \times 2.5 \text{ t}$$

$$P_p = 47.56 \text{ t (poids total d'une poutre)}$$

La charge répartie $q_p = P_p/L$; $q_p = 47.56/33.4 = 1.424 \text{ t/ml}$ pour une poutre

Pour les sept poutres $q_p = 7 \times 1.424 = \mathbf{9.968 \text{ t/ml}}$

❖ **Le poids de la dalle** : $P_d = 10.2 \times 0.25 \times 2.5 = 6.375 \text{ t/ml}$.

$$\text{Donc } CP = q_p + q_d = \mathbf{16.343 \text{ t/ml}}$$

2. Eléments non porteurs : notées CCP

❖ **Entretoises** : on a deux entretoises pour chaque travée donc :

$$P = (0.25 \times 1 \times 1.2) \times 2.5 \times 6 = \mathbf{4.5 \text{ t}}$$

Pour les deux cotés $p = 4.5 \times 2 = \mathbf{9 \text{ t}}$

❖ **Le revêtement** :

Le poids volumique du revêtement est estimé 2.2 t/m^3

$$\text{Donc } P = 8 \times 0.07 \times 2.2 = \mathbf{1.232 \text{ t/ml}}$$

❖ **Gardes corps** :

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

❖ **Glissières de sécurité de pont** :

Les glissières dites souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants ; leurs poids est pris égal : $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$.

Donc pour les deux cotés : $P(2g_{li}) = 0,12 \text{ t/ml}$.

❖ **Trottoirs** :

Le poids de trottoir pour un coté = $S_t \times \gamma_{\text{béton}}$ tel que $\gamma_{\text{béton}} = 2.5$, donc Le poids de trottoir pour un coté = $1.2 \times 0.25 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$; alors que pour les deux cotés : $p = \mathbf{1.5 \text{ t/ml}}$.

❖ **Les corniches** :

Le poids d'une corniche pour un coté = $S_c \times \gamma_{\text{béton}} = (0.25 \times 0.1 + 0.75 \times 0.1) \times 2.5 = 0.25 \text{ t/ml}$, donc le poids des corniches pour les deux cotés = 0.50 t/ml .

CCP = Revêtement + gardes corps + glissière de sécurité + trottoirs + corniches

$$CCP = 1.232 + 0.2 + 0.12 + 1.5 + 0.5 = \mathbf{3.552 \text{ t/ml}}$$

$$CP + CCP = 16.343 + 3.552 = \mathbf{19.875 \text{ t/ml}}$$

Le poids total du tablier est $G_T = 19.875 \times 33.4 + 9$

$$\mathbf{G_T = 673.493 \text{ t}}$$

La charge répartie $q_t = \mathbf{20.16 \text{ t/ml}}$

V.3-Calcul des surcharges :

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

- La surcharge de type A (L).
- Système B
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

V.3.1-/Système de charge A (L) :

D'après le fascicule 61 titre II

A (L) : est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. Elle est donnée par la formule suivante:

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

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

Avec :

A (L) pour une travée chargée

L : Longueur de portée.

Pour travée L = 33.4 m

$$\Rightarrow A(L) = 230 + [36000 / (33.4 + 12)] = 1.023 \text{ t/m}^2$$

A(L) sera multiplié par les coefficients a1 et a2 tel que :

- **a₁** : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

1 ^{er} Classe	a1
Une voie chargée	1
Deux voies chargées	1

Tableau. V.1- Tableau des valeurs de coefficient a1.

- **a₂** : est déterminé en fonction de la classe du pont, et de la largeur d'une voie.

- La valeur de coefficient a2 :

$$a_2 = V_0 / V \text{ tel que :}$$

$V_0 = 3.5$ (pour les ponts de première classe, d'après le fascicule).

Le nombre de voies = (La largeur chargeable / 3) = 7/3 = 2 voies

V : La largeur d'une voie = (la largeur chargeable / le nombre de voies) = 7/2 = 3.5m

Largeur de deux voies = 7m

NB : la largeur d'une voie pour un pont de première classe est 3.5m (d'après le fascicule)

$$\text{Donc : } V = 3.5 \Rightarrow a_2 = V_0 / V = 3.5 / 3.5 = 1$$

$$a_2 = 1$$

Dans notre cas, le nombre max de voies à charger avec le système B est 2 donc dans tous les cas a1 vaut 1:

$$a_1 = 1$$

Donc :

$$A(L)[KN/ml] = A(L)[KN/m^2] \times a_1 \times a_2 \times \text{largeur chargée}$$

Les résultats aussi obtenus sont présentés sur le tableau suivant :

L [m]	A(L) [Kn/m ²]	a1	a2	A(L) [Kn/ml]	
				Une voie chargée	deux voies chargées
33.4	10.23	1	1	35.7	71.4

Tableau .V.2.valeur de A(l)

V.3.2-Système B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse total.....30t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière12 t.
- Masse portée par l’essieu avant.....6 t.
- Longueur d’encombrement 10,5 m.
- Largeur d’encombrement2,5 m.
- Distance des essieux arrière.....1.5m.
- Distance de l’essieu avant au premier essieu arrière4,5 m.
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu2 m.
- Surface d’impact d’une roue arrière : carré de 0.25 x 0.25 m de côté.
- Surface d’impact d’une roue avant : carré de 0.20m de côté.

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

NB : Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l’autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

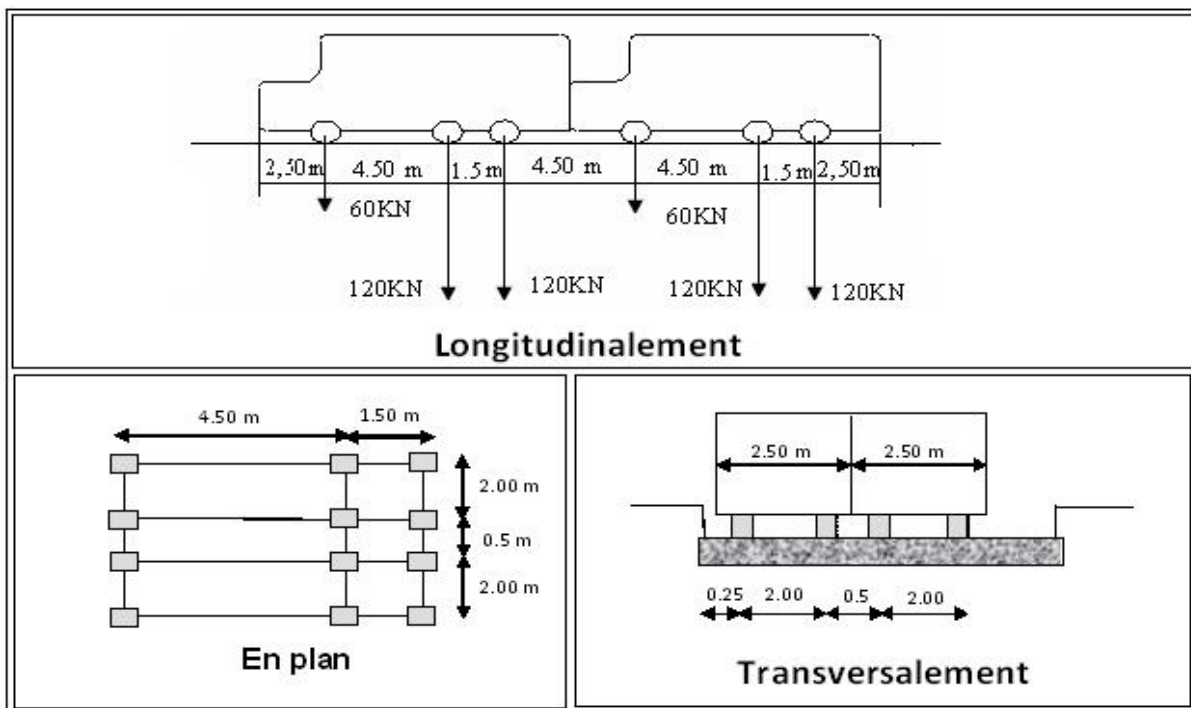


Fig.5.2- Disposition de système Bc sur le pont

-On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et en place toujours ces files dans la situation la plus

défavorable pour l'élément considéré.

➤ **Disposition dans le sens longitudinal :**

le nombre des camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

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

Nombre de fils considér		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	troisième	1	0.8	-	-	-

- Tableau.V.3 Les valeurs de coefficient b_c

➤ **Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

- L : Longueur de la travée.
- G : La charge permanente de l'ouvrage.
- S : La charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1,1 & \text{..... pour 2 files.} \end{cases}$$

* **Pour une file chargée :** ($b_c = 1,20$)

$$S = 2 \times 30 \times 1,20 = 72t$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(33,4))) + 0,6 / (1 + 4(673,493 / 72))$$

Donc : **$\delta = 1.0667$**

* **Pour deux files chargées :** ($b_c = 1,10$)

$$S = 4 \times 30 \times 1,10 = 132 t$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(33,4))) + 0,6 / (1 + 4(673,493 / 132))$$

$$\delta = 1.080$$

S : La charge ($S = n \times 30 \times b_c$) n : nombre de camion, 30t : un camion

Nombre de voies	δ	b_c	Charge par essieu (t)		
1		1,2	E.AV	6 x 1, 20 x 1,0667	7.68
	1.0667		E.AR	12 x 1, 20 x 1,0667	15.36
2		1,1	E.AV	12 x 1,10 x 1,080	14.256
	1.08		E.AR	24 x 1,10 x 1,080	28.512

Tableau .V.4.charge par essieu d'un camion Bc

V.3.3- Système Bt:

Un tendeme de type Bt comporte deux essieux ,et répend aux caracteristique suivante :

Longitudinalement :

Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :

Coefficient bt :

Pont de 1^{ere} classe

D'après le tableau d'bt : bt =1.00

1^{ere} cas : un tandem de Bt

Coefficient de majoration dynamiques :

Tell que :S=32x1.0

G=673.493 t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,7} + \frac{0,6}{1+4\frac{673,493}{32 \times 1,00}}$$

Donc $\delta_1 = 1,059$

2^{eme} cas : deux tandems de Bt

Coefficient de majoration dynamiques :

S=64 t x 1.0

G=673.493 t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+4\frac{673,493}{64 \times 1,00}}$$

Donc $\delta_2 = 1,066$

B FILES CONSIDERES		bt
Classe du pont	1 ^{ere}	<u>1.00</u>
	2 ^{eme}	0.9

Tableau.V.5.Coefficient Bt

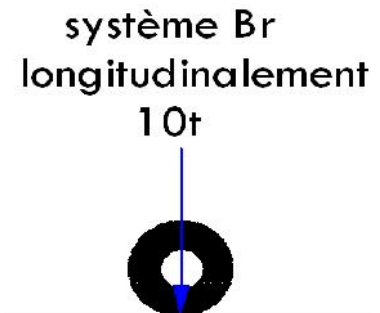


Figure 5.3.Br longitudinalement

V.3.4-Le système Br

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- une roue isolée, porte une masse de 10t
- sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60mx0.30m
- le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe ou sur la largeur roulable.

Calcul du coefficient majoration dynamique:

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

$$G=673.493 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+4\frac{673,493}{10}}$$

$$\text{Donc } \delta_1 = 1,054$$

V.3.5-Surcharges militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal le nombre de convois est illimité.

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille : 6,10m.

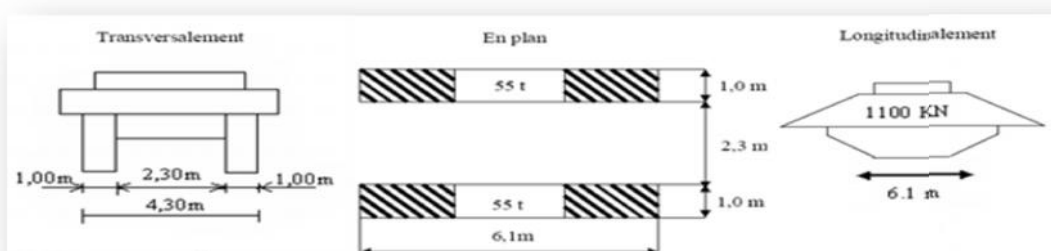


Figure 5.4.caracteristique du système MC120

Les surcharges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

$$L = 33,4\text{m}, G = 673,493\text{t}, S = 110 \text{ t.}$$

$$\delta = 1,0756$$

$$P_{\text{Mc120}} = 110 \times 1,0656 = 118,17\text{t}$$

Soit par mètre linéaire de chenille

$$q_{\text{Mc120}} = 118,17/6,10 = 19,40 \text{ t/ml}$$

V.3.6-Convoi D 240 :

Le convoi type D (240 t = 4.032 t / m²) comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60m de long.

Le convoi exceptionnel est supposé circuler au milieu de la voie chargeable

NB : Cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.

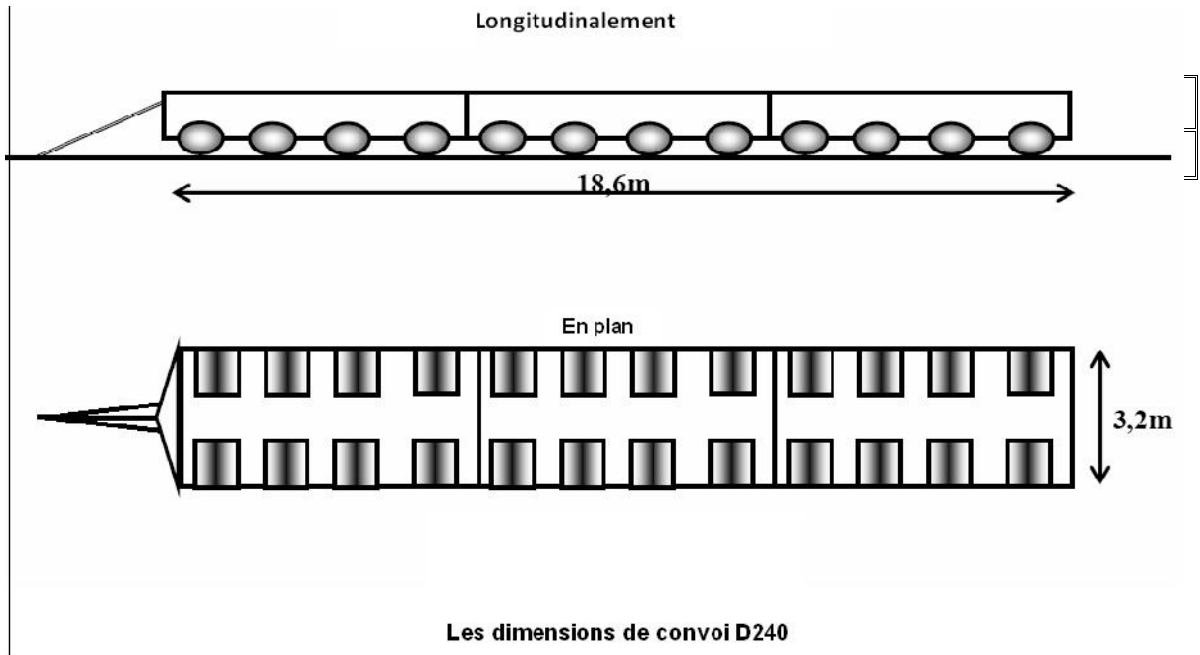


FIG.5. 5.Les dimensions du convoi D240

V.3.7-Charge sur trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de 150 Kg/m²(fascicule 61 titre2) par trottoir et sur toute la longueur.

1 trottoir charge : $P = 0,15 \times 1.20 = 0.18 \text{ t/ml}$

2 trottoirs charges : $P = 2 \times 0,15 \times 1.20 = 0.36 \text{ t/ml}$

V.4-Calcul des efforts longitudinaux :

V.4.1-Charge permanente : G

$$T(x) = ql/2 - qx$$

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2$$

L'effort tranchant est été calculer au niveau des sections $X=0$; $X=L/4$

Le moment fléchissant au niveau des sections $X=L/2$ et $L/4$

Résultats obtenus dans le tableaux suivant :

Q=20.16(t/ml) L=33.4m	M(t.m)		T(t)	
	M(x=L/2)	M(x=L/4)	T(x=0)	T(x=L/4)
poids propres	2811.211	2108.408	336.672	168.336

Tableau .V.6.effort dus à la charge permanente

V.4.2-Surcharge A(l) :

les résultats pour les deux cas ,sont représentées dant le tableau suivant :

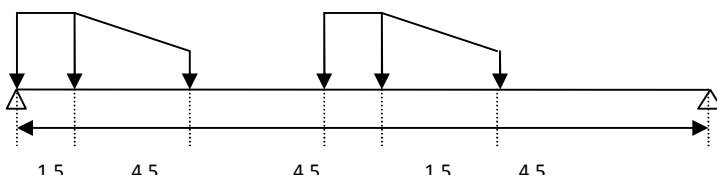
		Moment	fléchissant	Effort	tranchant
A(l)	Q (t/ml)	M (L/2) t/ml	M (L/4) t/ml	T (0) t	T (L/4) t
1 voie	3.57	497.818	373.364	59.619	29.809
2 voies	7.14	995.637	746.728	119.238	59.619

Tableau .V.7.effort dus à la surcharge A(l)

V.4.3-Le système Bc :

Pour deux vois chargé (deux files)

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant :** le convoie Bc sera disposé pour engendrer le maximum de l'effet à calculer, l'effort tranchant est maximal s'il est déposé comme suis :



par la méthode des ligne d'influences

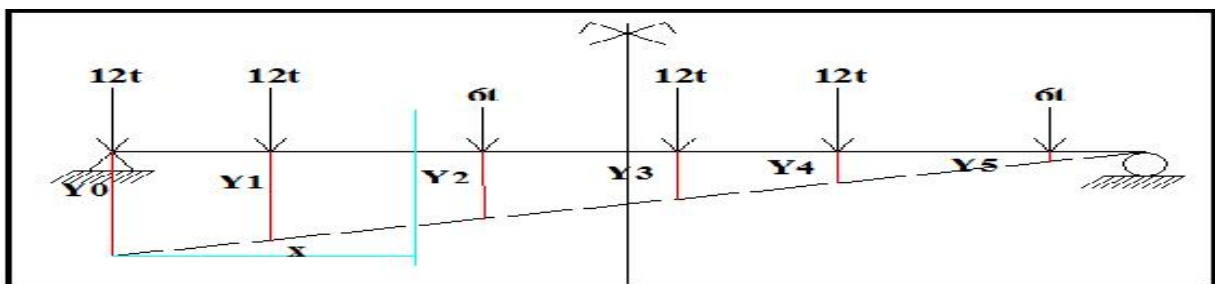


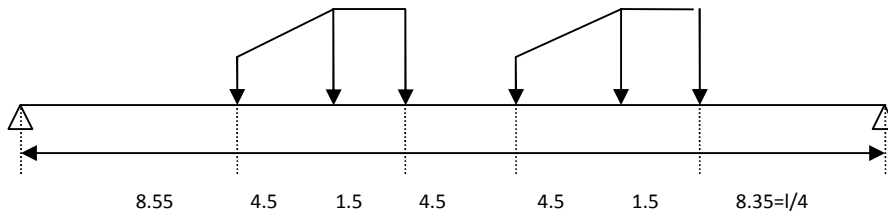
Fig.5.6.lignes d'influence de l'effort tranchant pour Bc

Résultats obtenus pour X=0 m

i	xi	l	l-xi	yi	pi	pi*yi
0	0	33.4	33.4	1	28.512	28.512
1	1.5	33.4	31.9	0.955	28.512	27.232
2	6	33.4	27.4	0.82	14.256	11.695
3	10.5	33.4	22.9	0.686	28.512	19.549
4	12	33.4	21.4	0.641	28.512	18.268
5	16.5	33.4	16.9	0.506	14.256	7.213
					Tmax(t)	112.469

Tableau.5.8.effort tranchant max due à Bc(x=0)

Pour $X=0.25 L$:



i	x_i	l	$l-x_i$	y_i	p_i	$p_i \cdot y_i$
0	8.35	33.4	25.05	0.75	28.512	21.384
1	9.75	33.4	23.65	0.708	28.512	20.189
2	14.35	33.4	19.05	0.57	14.256	8.131
3	18.85	33.4	14.55	0.436	28.512	12.421
4	20.35	33.4	13.05	0.391	28.512	11.14
5	24.35	33.4	9.05	0.271	14.256	3.863
					$T_{max} (t)$	77.128

Tableau.V.9.effort tranchant max due à $B_c(x=0.25l)$

❖ Calcul du moment fléchissant :

THÉOREME DE BARRE :

Le moment fléchissant du au charge mobile au droit de la charge P_i c'est le maximum lorsque cette charge (essieu plus lourd) P_i et la résultant R de tout les charges sont symétrique par rapport a l'axe de la poutre.

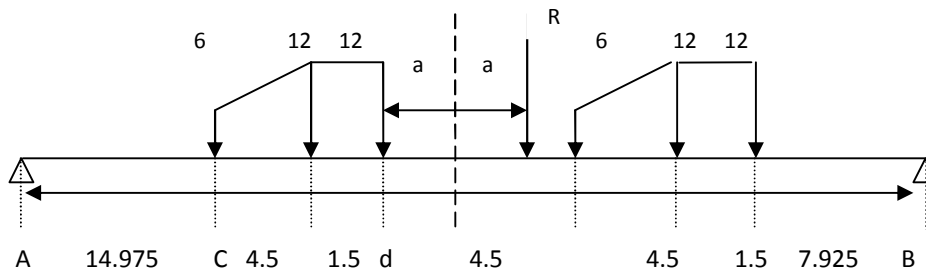


Fig.5.10.Disposition de B_c selon le théoreme de BARRE

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow (12 \times 4,5) + 12 \times 6 + 6 \times 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,5 - R \cdot x = 0$$

$$R \cdot x = 56.7 \text{ t.m}$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow x = 9,45 \text{ m}$$

$$2a = x - 6 = 3,45 \text{ m} \Rightarrow a = 1,725$$

-Calcul des réactions du à la position du convoie

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 12 \times 8.795) + 24 \times (13.475 + 14.975) + (12 \times 19.475) + 24 \times (23.975 + 25.475) - R'_b \cdot 33.4 = 0$$

$$R'_b = 53.8 \text{ t} \quad R_B = R'_b \cdot \delta \cdot x_b = 53.8 \times 1.1 \times 1.08 = 63.91 \text{ t}$$

$$R'_a = 66.2 \text{ t} \quad R_A = R'_a \times \delta \times b_c = 66.2 \times 1.1 \times 1.08 = 78.64 \text{ t}$$

Le moment est donné par : $M_{\max} = (78.64 \times 14.975) - (14.256 \times 6) - (28.512 \times 1.5)$

$$M_{\max} = 1049.33 \text{ t.m}$$

V.4.4-Système Bt

- **L'effort tranchant:** à $(x=0)$ (réaction)

-1^{ère} cas : un tandem de Bt

$$\sum M/B = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_A \times 33.4 = 16 \times 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{16 \times 1.35}{24.7} = 0.65 \text{ t}$$

$$R_B = 32 - 0.65 = 31.35 \text{ t}$$

$$R_{\text{MAX}} (1\text{Bt}) = R_B \times b_t \times \delta_1 = 31.35 \times 1.00 \times 1.059 = 33.2 \text{ t}$$

-2^{ème} cas : deux tandem de Bt

$$R_{\text{MAX}} (2\text{Bt}) = R_B \times b_c \times n_{\text{voies}} \times \delta_2 = 31.35 \times 1.00 \times 2 \times 1.066 = 66.84 \text{ t}$$

- **Le moment max :**

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 16 \text{ t}$.

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\text{BT}} = 16 \times (33.4/2 - 0.675) = 256.4 \text{ t.m}$$

-1^{ère} cas : un tandem de Bt

$$M_{\text{Bt1}} = M_{\text{BT}} \times b_t \times \delta_1 = 256.4 \times 1.0 \times 1.059 = 271.53 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt

$$M_{\text{Bt2}} = M_{\text{BT}} \times n_{\text{voies}} \times b_t \times \delta_2 = 256.4 \times 1.0 \times 1.066 \times 2 = 546.645 \text{ t.m}$$

V.4.5-Système Br :

-**L'effort tranchant:** à $(x=0)$ (réaction)

$$R(\text{Br}) = R_B \times \delta_1 = 10.00 \times 1.054 = 10.54 \text{ t}$$

-**Moment fléchissant:**

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 5 \text{ t}$.

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\text{Bt1}} = R_A \times 33.4/2 = 83.5 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{Bt1}} \times \delta_1 = 83.5 \times 1.054 = 88 \text{ t.m}$$

V.4.6-Système Mc 120

-**L'effort tranchant :**

$$\text{Pour } X=0 \dots\dots\dots T(0) = (19.4 \times 6.1 \times 30.35) / 33.4 = 107.53 \text{ t}$$

$$\text{Pour } X=l/4=8.35 \dots\dots\dots T(l/2) = 88.755 - 19.4 \times 3.05 = 29.585 \text{ t}$$

-**Moment fléchissant :**

$$q=110/6,10= 18,033 \text{ t/ml}$$

$$\text{la réaction } q = 55 \times \delta = 59.17 \text{ t}$$

$$M_{\max} = ql/2 - qx^2/2 = 59.17 \times 33.4/2 - 19.4 \times 3,05^2/2 = \mathbf{807.67 \text{ t,m}}$$

$$\mathbf{M_{\max} = 807.67 \text{ t,m}}$$

V.4.7-Convoi exceptionnel D240 :

$$\text{Moment fléchissant ; } M_{\max} = M(l/2) = 120 \times 16.7 - 12.9 \times 9.3^2/2 = \mathbf{1446.14 \text{ t.m}}$$

$$\text{L'effort tranchant } T(0) = 12.9 \times 18.6 \times 24.1/33.4 = \mathbf{173.13 \text{ t}}$$

$$T(l/4) = \mathbf{60.03 \text{ t}}$$

V.4.8-Surcharge de trottoirs :

Pour deux trottoirs chargées

❖ **Moment fléchissant :**

$$x=0.5L \quad M(x=0.5L) = ql^2/8 = 0.36 \times 33.4^2/8 = \mathbf{50.3 \text{ t.m}}$$

$$x=0.25L \quad M(x=0.25L) = 0.75 \times M(x=0.5L) = \mathbf{37.65 \text{ t.m}}$$

❖ **L'effort tranchant :**

$$x=0 \quad T(x=0) = ql/2 = 0.36 \times 33.4/2 = 6.02 \text{ t}$$

$$x=0.25L \quad T(x=0.25L) = ql/2 - ql/4 = 3.00 \text{ t}$$

V.5-Tableau récapitulatif des effets maximaux

Charge et surcharge		moment max t.m	effort tranchant max (t)
poids propre		2811.2	336.67
A(l)	1 voie	497.818	59.62
	2 voies	995.637	119.24
Bc	1 voie	565.3	60.6
	2 voies	1049.33	112.46
Bt	1 Bt	271.53	33.2
	2 Bt	546.645	66.84
Mc120		807.67	107.53
D240		1446.14	173.13
1 trottoir		25.15	3.01
2 trottoirs		50.3	6.02

TABLEAU .V.11.récapitulation des effets maximaux

CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VI.1-Introduction :

Après les calculs des efforts longitudinaux au chapitre cinq avec l'utilisation du règlement de disposition des charge (fascicule 61 titre II) et le théorème de Barre ,on passent à la répartition transversale de ces efforts ,cette répartition est basée sur la méthode de GUYON MASSONNET ou la méthode des coefficients de répartition qui reste l'une des méthodes les plus utilisées a cause de sa simplicité. Cette méthode consiste en le calcul d'un tablier constitué par un réseau de poutres.

Elle permet de transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle d'épaisseur constante (dalle orthotrope), cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

Elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier cependant c'est l'hourdis qui assure cette répartition. Cette dernière est basée sur le tracé de la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale ,et cela pour différentes excentricités des charges ($e=+b$; $e=+3b/4$, $e=+b/2$; $e=+b/4$) et pour les 9 sections de la largeur de la dalle ,($e=\pm b$; $\pm 3b/4$; $\pm b/2$; $\pm b/4$,0),on déplacera les charges de façon à obtenir les plus grands ordonnées et on retiendra les calculs des efforts d'excentricités qui donne les plus valeurs des coefficients .

VI.2-Détermination des coefficients :

Tous les coefficients sur les quelles sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

-Paramètre d'entretoisement (θ) caractérise la souplesse de l'entretoise donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \quad 0 \lesssim \alpha \lesssim 1$$

-paramètre de torsion(α) donner par la formule :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}}$$

tell que :

b : demi-largeur active de la dalle.

L : portée de la travée.

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

ρ_D : rigidité flexionnelle des entretoises (la dalle) par unité de longueur

Nota : comme il n'y a pas d'entretoise, la dalle va jouer ce rôle, l'espacement fictif de ces entretoises est donc $l=1.5m$ qu'on prendra pour le calcul de I_D rigidité flexionnelle de la dalle.

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

b_1 : distance entre axe des poutres.

$$\rho_D = \frac{B_D}{I_1} = \frac{E \times I_p}{I_1}$$

I_1 : largeur de la dalle participée avec les poutres.

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur

$\gamma_e = \gamma_D$ rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur.

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$\gamma_D = \frac{C_D}{I_1}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\sum b_i h_i^3 + \frac{h_0 d^3}{2} \right] \text{ et } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : étant le coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinal du béton.

G : module de déformation transversal du béton.

▪ **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about

I_m : Moment d'inertie de la section médiane

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

$$I_p = 2985706864 + (2800878910 - 2985706864) \times \frac{8}{3\pi} = 0.2515 \text{ m}^4$$

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1} = \frac{E \times 0.2515}{1.5} = 0.16766667 E$$

▪ **rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$I_G = \frac{Ld^3}{12} = \frac{1.5 \times 0.25^3}{12} = 0.001953125 \text{ m}^4$$

$$\rho_D = \frac{E \times I_G}{l_1} = \frac{E \times 0.001953125}{1.5} = 0.00130208 E$$

VI.2.1-paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

$$\theta = \frac{5.25}{33.4} \sqrt[4]{\frac{0.16766667E}{0.00130208E}} = 0.529$$

θ=0.529

- Calcul du paramètre de torsion : α

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$\gamma_D = \frac{C_D}{I_1}$$

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

- Détermination des paramètres de la poutre équivalente :

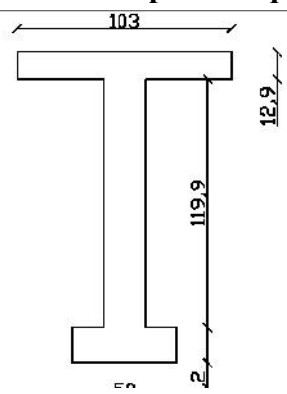


Figure 6.1-Section equivalente

$$e_1 = \frac{S_1}{1.03} = \frac{1.03 \times 0.12 + \left(\frac{1.03 \times 0.30}{2}\right) \times 0.06}{1.03} = 0.129m = 12.9cm$$

$$e_2 = \frac{S_2}{0.5} = \frac{0.15 \times 0.5 + \left(\frac{0.50 \times 0.30}{2}\right) \times 0.148}{0.50} = 0.172m = 17.20 cm$$

- Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle :

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

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

Donc on aura la rigidité comme suite :

$$C_p = \frac{G}{3} [1.03 \times 0.3^3 / 2 + 1.199 \times 0.3^3 + 1.03 \times 0.129^3 + 0.5 \times 0.172^3]$$

$$C_p = 0.017G$$

$$C_p = 0.00709 E$$

$$G = [E / 2 (1 + \nu)] \quad G = E/2.4 \quad \text{avec : } \nu=0.2$$

$$C_E = C_D = 2GI_d \quad \text{avec: } I_d \text{ inertie de la dalle}$$

$$I_d = \frac{Ld^3}{12} = \frac{1.5 \times 0.25^3}{12} = 0.001953m^4$$

$$C_d = C_D = 2 \frac{EI_d}{2.4} = 0.001627 E$$

▪ **Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :**

$$\gamma_p = C_p / b_1 = 0.00709 E / 1.5 \quad \gamma_p = 0.00472 E$$

▪ **Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :**

$$\gamma_d = C_d / l_1 = 0.001627E / 1.5 = 0.001085 E.$$

VI.2.2-/Paramètres de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_D}}$$

$$\gamma_p = 0.04883 E \quad \rho_p = 0.1676667 E$$

$$\gamma_d = 0.001085 E \quad \rho_d = 0.001302E$$

$$\alpha = 0.196$$

VI.2.3-/Coefficient de répartition transversale K_α moy :

$$K=f(\theta ; \alpha; Y)$$

Coefficient de répartition transversale κ :

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment

Les valeurs de κ pour $\alpha = 0 ; \alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-MASSONET. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler Pour un calcul rigoureux de κ dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665} \quad \text{c'est notre cas ou } \theta=0.529 \quad \beta=0.265 \quad \text{Avec :}$$

κ_0 : valeur de κ correspondant a $\alpha = 0$

κ_1 : valeur de κ correspondant a $\alpha = 1$

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

Valeurs de(**K0**)pour (**θ=0.529**)par interpolation entre (θ =0.5 etθ=0.55) :

Valeurs de(**K1**)pour(**θ=0.529**) par interpolation entre (θ =0.5 etθ =0.55) :

Valeurs de **Kα** par des formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{\beta}$$

Où :β =1- e^{(0.065-θ)/0.665} c'est notre cas ou **θ=0.529** **β=0.265**

Θ=0.50	alfa=0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6203	0.8288	1.0273	1.1877	1.2575	1.1877	1.0273	0.8288	0.6203
b/4	-0.0021	0.3111	0.6223	0.9226	1.1877	1.3721	1.4336	1.425	1.3968
b/2	-0.5198	-0.1466	0.2317	0.6223	1.0273	1.4336	1.8038	2.0981	2.3613
3b/4	-0.9828	-0.5703	-0.1466	0.3111	0.8288	1.425	2.0981	2.8125	3.514
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	0.6203	1.3968	2.3613	3.514	4.7981

Tableau.VI.11.k₀ pour θ=0.50

Θ=0.55	Alpha=0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4848	0.7666	1.036	1.2556	1.3521	1.2556	1.036	0.7666	0.4848
b/4	-0.0883	0.2657	0.6183	0.9592	1.2556	1.4423	1.4571	1.3746	1.2654
b/2	-0.5233	-0.1538	0.223	0.6185	1.036	1.4571	1.8274	2.0885	2.3046
3b/4	-0.8871	-0.5279	-0.1538	0.2657	0.7666	1.3746	2.0885	2.8585	3.6081
b	-1.2289	-0.8871	-0.5233	-0.0883	0.4848	1.2654	2.3046	3.6081	5.0997

Tableau.VI.2-K₀ pour θ=0.55

Comme on a cité précédemment il faut maintenant de chercher les tableaux de K₀ pour **θ=0.529** ;

par une interpolation linéaire entre **θ=0.50** et **θ=0.55**

-l'equation d'interpolation est donner par :

$$K_0(\theta=0.529) = \left(\frac{0.55 - 0.529}{0.55 - 0.5} \right) \times (K_0(0.5) - K_0(0.55)) + K_0(0.5)$$

$$K_0(\theta=0.529)=0.58 K_0(0.55)+0.42 K_0(0.5)$$

Lorsque on applique cette procédure sur les deux tableaux on trouve les coefficients K₀ pour **θ=0.529**

Théta=0.529	alfa=0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5417	0.7927	1.0323	1.2271	1.3124	1.2271	1.0323	0.7927	0.5417
b/4	-0.0521	0.2848	0.6200	0.9438	1.2271	1.4128	1.4472	1.3958	1.3206
b/2	-0.5218	-0.1508	0.2267	0.6201	1.0323	1.4472	1.8175	2.0925	2.3284
3b/4	-0.9273	-0.5457	-0.1508	0.2848	0.7927	1.3958	2.0925	2.8392	3.5686
b	-1.3128	-0.9273	-0.5218	-0.0521	0.5417	1.3206	2.3284	3.5686	4.9730

Tableau.VI.3.K₀ pour θ=0.529

De la meme façon on obtient les valeur de k1 pour **θ =0.529**

théta=0.529	alfa =1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5178	0.7818	1.0339	1.2391	1.3291	1.2391	1.0339	0.7818	0.5178
b/4	-0.0673	0.2768	0.6193	0.9503	1.2391	1.4252	1.4514	1.3869	1.2974
b/2	-0.5224	-0.1520	0.2251	0.6194	1.0339	1.4514	1.8217	2.0908	2.3184
3b/4	-0.9104	-0.5382	-0.1520	0.2768	0.7818	1.3869	2.0908	2.8473	3.5852
b	-1.2775	-0.9104	-0.5224	-0.0673	0.5178	1.2974	2.3184	3.5852	5.0262

Tableau VI.4.valeurs de K_1 pour $\theta=0.529$

Le calcul des valeurs de $K\alpha$ par les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta$$

Où : $\beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665}$ c'est notre cas ou $\theta=0.529$ $\beta=0.265$ et $\alpha=0.196$

$\theta=0.529$	alfa=0.196								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5262	0.7856	1.0333	1.2349	1.3232	1.2349	1.0333	0.7856	0.5262
b/4	-0.0620	0.2796	0.6195	0.9480	1.2349	1.4209	1.4499	1.3900	1.3055
b/2	-0.5222	-0.1516	0.2257	0.6197	1.0333	1.4499	1.8202	2.0914	2.3219
3b/4	-0.9163	-0.5409	-0.1516	0.2796	0.7856	1.3900	2.0914	2.8444	3.5794
b	-1.2899	-0.9163	-0.5222	-0.0620	0.5262	1.3055	2.3219	3.5794	5.0076

Tableau VI.5.-valeurs de $K\alpha$

Pour obtenir les coefficients de répartition $K\alpha$ pour chacune des trois 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

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre1	0.5262	0.7856	1.0333	1.2349	1.3232	1.2349	1.0333	0.7856	0.5262
poutre2	-0.1277	0.2180	0.5633	0.9011	1.2061	1.4250	1.5028	1.4902	1.4507
poutre3	-0.6348	-0.2628	0.1179	0.5225	0.9626	1.4328	1.8977	2.3066	2.6812
poutre4	-1.0764	-0.7018	-0.3104	0.1332	0.6744	1.3538	2.1902	3.1594	4.1914

Tableau .VI.6-valeurs de $K\alpha$ pour chaque poutre

VI.3-Construction des lignes d'influence :

Le tableau précédent représente les valeurs de $K\alpha$ pour chaque poutre ,on doit calculer un coefficient $K\alpha_{\text{moy}}$ moyen pour chaque charge et surcharge ,ce coefficient dépend du type de la charge répartie ou concentrée ,et la disposition des surcharges définies dans le FACICULE 61 titre II,cette disposition concerne la section la plus dangereuse à mis travée.

VI.3.1-Disposition des surcharges :

1. Le poids propre :

Le poids propre est répartie uniformément sur toute la largeur de la dalle,malgré il y a un manque d'uniformité sur les deux poutres de l'extrémité.cette répartition est assurée par un coefficient ($K\alpha = 1$).danc tous les poutres avoir le même effet .

2. La surcharge A(l) :

Comme il est indiquée dans le règlement la surcharge A(l) est répartie sur la largeur chargeable (dans notre cas $L_c=3.5m$ pour chaque voie) ;le calcul du coefficient $K\alpha_{moy}$ est comme suit :

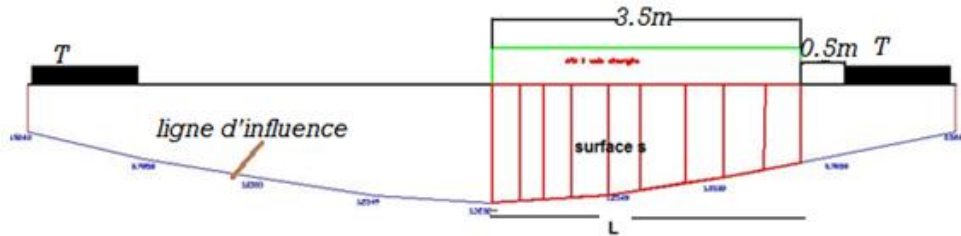


Figure 6.2-Ligne d'influence.A(l) une voie chargée,poutre centrale

Danc : $K\alpha_{moy} = \text{la surface } s / \text{largeur chargé} = s / 3.5$

Pour deux voies chargés $K\alpha_{moy} = 2x S / 7 \dots \dots$.(chargement symétrique)

Les valeurs de $K\alpha_{moy}$ pour les quatres(4) poutres étudiées sont donné dans le tabelau suivant :

		POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
suecharge		$k\alpha_{moy}$	$k\alpha_{moy}$	$k\alpha_{moy}$	$k\alpha_{moy}$
A(l)(k_{moy})	1 voie	1.1431	1.4264	1.5797	1.6735
	2 voies	1.1431	1.1099	0.9685	0.8407

Tableau VI.7- $K\alpha_{moy}$ de A(l) ;pour chaque poutre

3. Le système B :

3.-1-Le système Bc : la disposition du système Bc est donnée par le règlement comme suit :

Distance de la roue la plus éxcentrée du dispositif de retenue (notre cas)est de 0.75 m ;le nombre de camion est limité a deux transversalement,la distance entre les deux roues est de 0.5m ,le Bc est représenté par des charges concentrés ;exemple pour la poutre centrale :

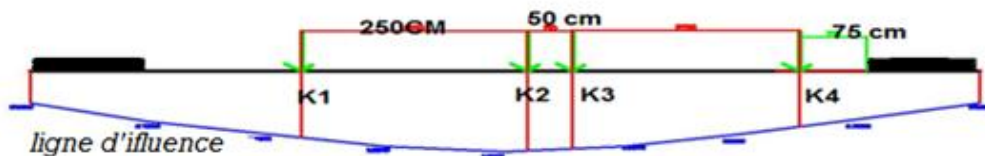


Figure 6.3-disposition du Bc deux files pour la poutre centrale

Le k_{Bcmoy} est la somme des k_i dévisé par n le nombre des charges concentrée danc : $K_{moy}=(K_1+K_2+K_3+K_4)/4$

Les valeurs de K_{moy} sont données dans le tablau siuvant :

		poutre1	poutre 2	poutre 3	poutre 4
Bc	1 voie	1.0941	1.421	1.66	1.8571
	2 voies	1.14795	1.1932	1.1509	1.08355

Tableau VI.8- K_{moy} de Bc ;pour chaque poutre

3.2-Le système Bt :

Selon le facicule 61 titre II ,la distance du l’axe de la roue la plus éxcéntrée et le dispositif de retenue est de 1 m.le nombre des tandemes est limité a deux trasversalement ;et la distance entre axes des deux roues adjaçantes est de 1 m.

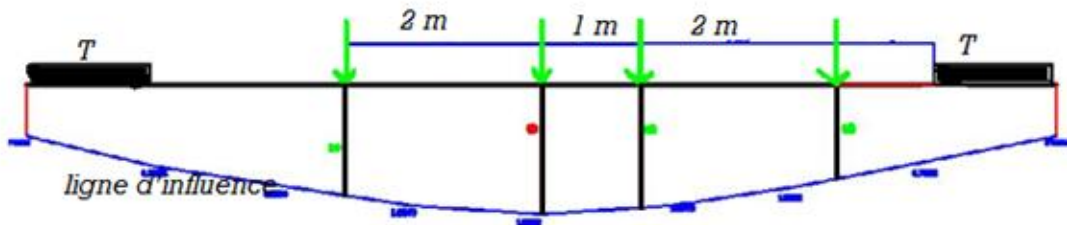


Figure 6.4.-disposition de Bt ,deux voies chargées ;poutre centrale

Les valeurs de K_{moy} sont données par le tablau suivant : k_{moy} =somme $k_i/4$

		POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
Bt	1 voie	1.1092	1.4456	1.6747	1.8327
(k_{moy})	2 voies	1.1677	1.21125	1.1528	1.0617

Tableau VI.9- K_{moy} de Bt ;pour chaque poutre

3.3-Le système Br :

Le système Br est une roue de 10 t ,sera disposer n’importe ou sur la largeur roulable ,danc on le dispose sur la poutre considérée(le cas le plus difavorable) .les valeurs de k_{moy} son donnée dans le tablau suivant :

	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
Br (k_{moy})	1.3232	1.5028	2.1703	2.1703

Tableau VI.10- K_{moy} de Br ;pour chaque poutre

4-Le système Mc120 :

Transversalement le système Mc120 est représenté par deux charges réparties chaque une sur un mètre de large , la distance d’axe en axe est de 3.30m ;un seul convoie sur la chaussée. $k_{moy} = S/largeure\ chargée(2m)$

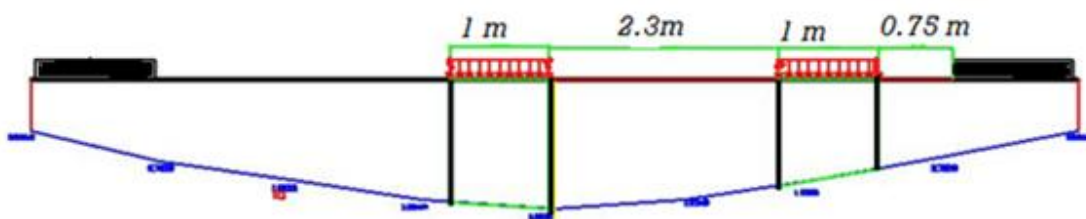


Fig. 6.5 disposition du convoie Mc120 poutre centrale

Les valeurs de K_{moy} sont données dans le tablau suivant :

	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
Mc120 (k_{moy})	1.1467	1.2967	1.3493	1.3655

Tableau VI.11- K_{moy} de Mc120 ;pour chaque poutre

5-Le convoi D240 :

Le convoi D240 est disposé a l'axe du pont ,il est représenté transversalement par une charge répartie de 3.2 m de large :

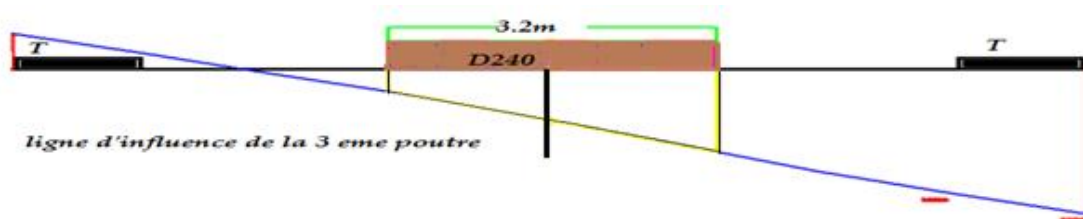


Figure 6.6-Convoi D240,pour la 3^{eme} poutre

Les valeurs de K_{moy} sont dans le tablau suivant :

	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
D240	1.2684	1.1818	0.969	0.3804

Tableau VI.12- K_{moy} de D240 ;pour chaque poutre

6-Les surcharges de trottoire :

c'est une charge répartie de 150 kg sur la largeur des trottoire (1.2 m)

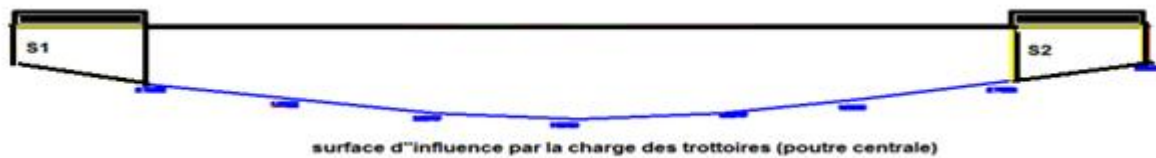


Figure 6.7

Les k_{moy} des charges de trottoire pour les 4 poutres sont :

		POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
Trottoire	1 T	0.6774	1.4702	2.4956	3.6788
	2T	0.6774	0.7568	1.0225	1.3937

Tableau VI.13- K_{moy} des charges de trottoirs

Les valeurs de K_{moy} et les moments reels revenant a chaque poutre sont donnee par le tablau suivant :

charge et suecharge		moment max t. T.m	MO/POUT	putre1		putre2		putre3		putre4	
				kamoy	M réel t.m	kamoy	M réel t.m	kamoy	M réel t.m	kamoy	M réel t.m
poids	propre	2811.21	401.601	1	401.601	1	401.6014	1	401.6014	1	401.6014
A(l)	1 voie	497.818	71.117	1.1431	81.2937	1.4264	101.4411	1.5797	112.3433	1.6735	119.0141
	2 voies	995.637	142.234	1.1431	162.5875	1.1099	157.8654	0.9685	137.7535	0.8407	119.5760
Bc	1 voie	565.3	80.757	1.0941	88.3564	1.421	114.7559	1.66	134.0569	1.8571	149.9741
	2 voies	1049.33	149.904	1.14795	172.0826	1.1932	178.8658	1.1509	172.5248	1.08355	162.4288
Bt	1 Bt	271.53	38.790	1.1092	43.0259	1.4456	56.0748	1.6747	64.9616	1.8327	71.0904
	2 Bt	546.645	78.092	1.1677	91.1882	1.21125	94.5891	1.1528	90.0246	1.0617	82.9104
Br		88	12.571	1.3232	16.6345	1.5028	18.8923	2.1703	27.2838	2.1703	27.2838
Mc120		807.67	115.381	1.1467	132.3079	1.2967	149.6151	1.3493	155.6842	1.3655	157.5533
D240		1446.14	206.591	1.2684	262.0406	1.1818	244.1498	0.969	200.1871	0.3804	78.5874
1 trottoire		25.15	3.593	0.6774	2.4338	1.4702	5.2822	2.4956	8.9663	3.6788	13.2174
2 trottoires		50.3	7.186	0.6774	4.8676	0.7568	5.4381	1.0225	7.3474	1.3937	10.0147

Tableau VI.14 : K_{moy} et les moments réels revenant a chaque poutre

V-3.4.-Choix de la poutre la plus sollicitée :

Le choix de la poutre la plus sollicitée dépend du moment maximal revenant a chaque poutre ,les combinaisons de charge vis_à vis de ELS et ELU sont donner dans le tablau suivant :

ELS	combinaison				
	formulles	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE 4
ELS	G+1.2(A(l)+T)	599.677	597.3785	577.66	560.953
	G+1.2(Br+T)	424.483	430.61	445.101	450.2
	G+1.2(Bc+T)	513.947	521.447	520.39	516.95
	G+D240	611.02	622.579	619.39	612.37
	ELU	1.35G+1.6(A+T)	806.196	803.198	776.91
ELU	1.35G+1.6(Bc+T)	821.388	836.9787	832.54	823.195
	1.35G+1.35MC120	740.6233	766.58	775.688	778.49
	1.35G+1.35D240	935.222	908.386	842.44	660.042

Tableau VI.15 : les combinaisons de charge vis_à vis de ELS et ELU

Conclusion ; a L' ELS et a l' ELU ,la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale avec un moment max a l ELS est **611.02 t.m.**

VI.4-Repartition de l'effort tranchant :

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 $x = L$

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et $\varepsilon_1 \neq \varepsilon'_1$ (ε'_1 à déterminer à partir des tableaux)

Calcul $\varepsilon\alpha_{\text{moy}}$ et $\varepsilon'\alpha_{\text{moy}}$ à partir des lignes d'influence sous chargement ; calcul de l'effort réel.

$$T = T_0 \times \varepsilon\alpha_{\text{moy}} \quad 0.25 \text{ L}$$

$$T = T_0 \times \varepsilon'\alpha_{\text{moy}} \quad 0.00 \text{ L}$$

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes :

$$x = 0.00 \text{ L et } x = 0.25 \text{ L}$$

Par interpolation entre $\theta = 0,5$ et $\theta = 0,6$ on obtient les valeurs de ε_0 , ε_1 et ε'_1 :

	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	y									
ε_0 $\theta=0.5$	0	0.098731	0.1319	0.16350	0.189035	0.200132	0.189035	0.163502	0.1319	0.098731
	b/4	-0.000327	0.049507	0.09904	0.146831	0.189035	0.218374	0.228163	0.22678	0.222
	b/2	-0.082736	-0.02333	0.03687	0.099049	0.163502	0.228163	0.287076	0.33392	0.375813
	3b/4	-0.15642	-0.090765	-0.02333	0.049507	0.1319	0.226789	0.333927	0.44762	0.559275
	b	-0.227372	-0.15642	-0.08273	-0.00032	0.098731	0.222304	0.375813	0.55927	0.763648
ε_1 $\theta=0.5$	0	0.079645	0.0109742	0.14805	0.202838	0.283894	0.202838	0.148053	0.10974	0.079645
	b/4	0.06133	0.082751	0.10995	0.148621	0.205349	0.288739	0.20928	0.15387	0.1104
	b/2	0.052596	0.068686	0.08902	0.11762	0.15888	0.218307	0.303198	0.22204	0.158401
	3b/4	0.052077	0.065351	0.08200	0.104991	0.13723	0.181976	0.243041	0.32489	0.231144
	b	0.059693	0.072223	0.08779	0.108763	0.137015	0.17407	0.220849	0.27706	0.339993
ε'_1 $\theta=0.5$	0	0.022274	0.071852	0.13650	0.234318	0.39039	0.234318	0.136508	0.07185	0.022274
	b/4	0.013898	0.04427	0.08387	0.143779	0.23934	0.393549	0.233885	0.12802	0.04673
	b/2	0.017395	0.036695	0.06174	0.09921	0.158163	0.25194	0.400907	0.22852	0.095952
	3b/4	0.03193	0.045719	0.06333	0.088751	0.126828	0.184222	0.270524	0.39986	0.185222
	b	0.059693	0.072223	0.08779	0.108763	0.137015	0.17407	0.220849	0.27706	0.339993

Tableau VI.15 : Valeurs de ε_0 , ε_1 et ε'_1 pour $\theta = 0,5$

	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	y									
ε_0 $\theta=0.6$	0	0.05327	0.110898	0.166266	0.21192	0.232267	0.211923	0.16627	0.11089	0.053273
	b/4	-0.0288	0.03428	0.097385	0.15878	0.211923	0.242499	0.2364	0.20972	0.177532
	b/2	-0.0834	-0.02571	0.033695	0.09739	0.166266	0.236398	0.29563	0.33069	0.355833
	3b/4	-0.1243	-0.07648	-0.025706	0.03428	0.110892	0.209717	0.33069	0.46323	0.59081
	b	-0.1609	-0.12427	-0.083419	-0.0288	0.053273	0.177532	0.35583	0.59081	0.867082
ε_1 $\theta=0.6$	0	0.06599	0.097788	0.141877	0.21139	0.323698	0.21139	0.14188	0.09779	0.065993
	b/4	0.04603	0.066917	0.095808	0.14109	0.213647	0.329512	0.22004	0.15078	0.100889
	b/2	0.03647	0.051183	0.071412	0.1027	0.151924	0.228848	0.34798	0.23788	0.158607
	3b/4	0.03516	0.047027	0.063169	0.08754	0.124567	0.17995	0.2613	0.37878	0.252203
	b	0.04181	0.053509	0.069216	0.09218	0.125387	0.171757	0.23374	0.31205	0.402849
ε'_1 $\theta=0.6$	0	0.0066	0.0549	0.124666	0.24329	0.458352	0.244293	0.12467	0.0549	0.006599
	b/4	-0.0001	0.026232	0.064416	0.13026	0.248805	0.462287	0.2458	0.11852	0.030022
	b/2	0.00372	0.018914	0.040809	0.07819	0.144759	0.263418	0.47323	0.24368	0.083478
	3b/4	0.01681	0.027666	0.042886	0.06747	0.108458	0.176856	0.29053	0.47876	0.192356
	b	0.04181	0.053509	0.069216	0.09218	0.125387	0.171757	0.23374	0.31205	0.402845

Tableau VI.16 Valeurs de ε_0 , ε_1 et ε'_1 pour $\theta = 0,6$.

	y e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ε_0 $\theta=0.529$	0	0.08555	0.12581	0.16430	0.19567	0.20945	0.19567	0.16430	0.12581	0.08555
	b/4	-0.00858	0.04509	0.09857	0.15030	0.19567	0.22537	0.23055	0.22184	0.20932
	b/2	-0.08293	-0.0240	0.03595	0.09857	0.16430	0.23055	0.28956	0.33299	0.37002
	3b/4	-0.14710	-0.0866	-0.02402	0.04509	0.12581	0.22184	0.33299	0.45215	0.56842
	b	-0.20811	-0.1471	-0.08293	-0.0085	0.08555	0.20932	0.37002	0.56842	0.79364
ε_1 $\theta=0.529$	0	0.07569	0.03615	0.14626	0.20532	0.29544	0.20532	0.14626	0.10628	0.07569
	b/4	0.05689	0.07816	0.10585	0.14644	0.20776	0.30056	0.21240	0.15298	0.10764
	b/2	0.04792	0.06361	0.08392	0.11329	0.15686	0.22136	0.31618	0.22664	0.15846
	3b/4	0.04717	0.06004	0.07654	0.09993	0.13356	0.18139	0.24834	0.34052	0.23725
	b	0.05451	0.06680	0.08241	0.10395	0.13364	0.17340	0.22459	0.28721	0.35822
ε_{-1} $\theta=0.529$	0	0.01773	0.06694	0.13307	0.23692	0.41010	0.23721	0.13307	0.06694	0.01773
	b/4	0.00983	0.03904	0.07823	0.13986	0.24208	0.41348	0.23734	0.12526	0.04188
	b/2	0.01343	0.03154	0.05567	0.09312	0.15428	0.25527	0.42188	0.23292	0.09233
	3b/4	0.02755	0.04048	0.05740	0.08258	0.12150	0.18209	0.27632	0.42274	0.18729
	b	0.05451	0.06680	0.08241	0.10395	0.13364	0.17340	0.22459	0.28721	0.35822

Tableau VI.17 :Les valeurs de ε_0 , ε_1 et ε_{-1} pour $\theta=0,529$.

	Y e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	0	0.0812	0.1082	0.1608	0.1976	0.2263	0.1976	0.1608	0.1220	0.0812
$\varepsilon\alpha$	b/4	0.0204	0.0597	0.1000	0.1495	0.1980	0.2401	0.2270	0.1914	0.1643
	b/2	-0.0250	0.0148	0.0572	0.1015	0.1628	0.2288	0.3013	0.2859	0.2764
	3b/4	-0.0611	-0.0217	0.0205	0.0694	0.1273	0.2039	0.2955	0.4027	0.4218
	b	-0.0918	-0.0524	-0.0097	0.0412	0.1068	0.1934	0.3056	0.4439	0.6009
	0	0.0555	0.1143	0.1582	0.2038	0.2488	0.2038	0.1582	0.1143	0.0555
$\varepsilon'\alpha$	b/4	-0.0004	0.0424	0.0946	0.1483	0.2048	0.2622	0.2319	0.1791	0.1352
	b/2	-0.0403	0.0006	0.0447	0.0975	0.1623	0.2354	0.3481	0.2887	0.2471
	3b/4	-0.0698	-0.0304	0.0120	0.0617	0.1250	0.2042	0.3079	0.4391	0.3997
	b	-0.0918	-0.0524	-0.0097	0.0412	0.1068	0.1934	0.3056	0.4439	0.6009

Tableau VI.18 :Les valeurs de $\varepsilon\alpha$ et $\varepsilon'\alpha$.

	e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	poutre1	0.0812	0.1082	0.1608	0.1976	0.2263	0.1976	0.1608	0.1220	0.0812
$\varepsilon\alpha$	poutre2	0.0139	0.0533	0.0939	0.1427	0.1930	0.2385	0.2376	0.2049	0.1803
	poutre3	-0.0353	0.0043	0.0467	0.0923	0.1527	0.2217	0.2997	0.3193	0.3180
	poutre4	-0.0743	-0.0349	0.0075	0.0573	0.1185	0.1994	0.2999	0.4204	0.4986
	poutre1	0.0555	0.1143	0.1582	0.2038	0.2488	0.2038	0.1582	0.1143	0.0555
$\varepsilon'\alpha$	poutre2	-0.0061	0.0364	0.0874	0.1410	0.1987	0.2584	0.2485	0.1948	0.1512
	poutre3	-0.0487	-0.0083	0.0353	0.0873	0.1516	0.2265	0.3366	0.3317	0.2907
	poutre4	-0.0792	-0.0398	0.0027	0.0529	0.1172	0.1996	0.3069	0.4412	0.4860

Tableau VI.19 :Tableaux des valeurs de $\varepsilon\alpha$ et $\varepsilon'\alpha$ pour les positions des poutres .

		T ₀	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$\frac{Q_{0,01}}{Q_{0,02}}$	T(t)	$\frac{Q_{0,01}}{Q_{0,02}}$	T(t)	$\frac{Q_{0,01}}{Q_{0,02}}$	T(t)	$\frac{Q_{0,01}}{Q_{0,02}}$	T(t)
A(L)	1voie	3.72	0.282	1.07	0.278	1.06	0.27	1.03	0.206	0.78
	2voies	7.36	0.221	1.62	0.208	1.53	0.167	1.22	0.124	0.91
$\frac{B_c}{B_t}$	1file	5.41	0.277	1.49	0.275	1.48	0.275	1.48	0.2	1.08
	2files	10.89	0.267	2.90	0.235	2.55	0.187	2.03	0.115	1.25
$\frac{B_c}{B_t}$	1tand	2.88	0.277	0.79	0.275	0.79	0.255	0.73	0.175	0.50
	2tands	5.87	0.235	1.37	0.212	1.24	0.165	0.96	0.091	0.53
Mc 120		10.87	0.269	2.92	0.261	2.83	0.207	2.25	0.128	1.39
D240		12.81	0.281	3.59	0.262	3.35	0.178	2.28	0.092	1.17
T	1T	0.212	0.043	0.009	0.0026	0.0005	-0.014	-0.002	-0.016	-0.003
	2T	0.425	0.043	0.018	0.078	0.033	0.163	0.069	0.267	0.119

Tableau VI.20 :effort tranchant à X=0.25 l

Charges et surcharges		réactions	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		
		(KN)									
		Réa (t)	ε_a moy	T(t)	ε_a moy	T(t)	ε_a moy	T(t)	ε_a moy	T(t)	
Poids propre		48.096	1	48.096	1	48.096	1	48.0957	1	48.0957	
A(l)	1 voie	8.517	0.229	1.946	0.257	2.189	0.254	2.1668	0.205	1.7494	
	2voies	17.034	0.206	3.506	0.197	3.349	0.177	3.0202	0.138	2.3507	
B	B _c	1files	8.657	0.288	2.489	0.286	2.474	0.324	2.8006	0.291	2.5218
		2files	16.066	0.24	3.849	0.241	3.865	0.253	4.0582	0.212	3.4075
	B _t	1 T	4.743	0.323	1.530	0.323	1.532	0.391	1.8535	0.38	1.8013
		2T	9.549	0.27	2.578	0.272	2.598	0.295	2.8178	0.252	2.4043
	B _r		1.506	0.361	0.543	0.348	0.524	0.409	0.6161	0.517	0.7789
Charge militaire M _C 120		15.361	0.259	3.985	0.265	4.075	0.304	4.6729	0.33	5.0616	
Convoi exceptionnel D240		24.733	0.232	5.728	0.315	7.781	0.283	6.9969	0.192	4.7487	
Trottoire	1t	0.430	0.057	0.024	0.002	0.001	0.232	0.0999	0.442	0.1902	
	2t	0.860	0.062	0.053	0.108	0.093	0.199	0.1709	0.321	0.2761	

Tableau VI.21.Effort tranchant réel du au charge est sur charges(x=0.01)

Tableau VI.22 :Combinaison de l'effort tranchant :

etat	combinaison	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+ 1.2(B _c + S _T)	52	52.158	52.325	51.772
	G+1.2 (A(l) +S _T)	51.655	51.538	51.286	50.716
	G+M _c 120	52.081	52.17	52.772	53.156
	G+D ₂₄₀	53.82	55.88	55.094	52.84
ELU	1.35 G+1.6 (A(l) +S _T)	69.734	69.57	69.23	68.48
	1.35 G+1.6 (B _c +S _T)	70.236	70.87	71.27	70.44
	1.35 G+1.35 M _c 120	70.31	70.43	71.23	71.76
	1.35 G+1.35 D ₂₄₀	72.66	75.45	71.92	71.33

Conclusion : La poutre la plus sollicitée est la poutre intermédiaire, avec un effort tranchant à l'ELU est T=75.45 t

CHAPIYTRE VII :ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1-INTRODUCTION_:

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction. Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou, en abrégé, la précontrainte). Le remède ne doit pas pécher par excès : la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur raisonnable, de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments précontraints (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales).

Au total, un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. La philosophie ainsi exposée est celle de la précontrainte totale. Bien entendu, la précontrainte totale d'un ouvrage ne peut être réalisée que pour des charges appartenant à un domaine limité, supposé parfaitement connu à l'avance. Si ce domaine inclut des charges rarement atteintes dans la réalité, les principes précédents peuvent entraîner un surdimensionnement de la précontrainte, conduisant à faire travailler la matière dans des conditions peu rationnelles sous l'effet des charges effectivement appliquées pendant la majeure partie de la vie de l'ouvrage. C'est pourquoi s'est développée progressivement la notion de précontrainte partielle : la décompression du béton n'y est interdite que sous l'effet des charges permanentes ou quasi permanentes .

VII.2-Le principe de La post-tension:

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

*Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton,
- extérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes

- des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage,
- les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.

- le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion.

1. Les gaines

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à précontraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé. De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

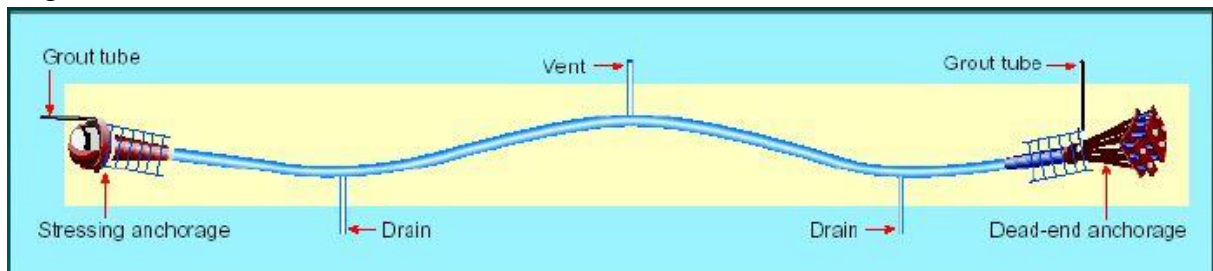


Fig :7.1.gaine de précontrainte

2. 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 (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. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0,9 f_{c28min}$.

Fig.7.2-Tête multi-torons utilisé pour l'encrage.



3. L'injection

Le plus souvent la protection définitive des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. il est souhaitable que le délai entre ces deux opération ne dépasse pas une semaine, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire par huile soluble, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement sur chantier, demeure efficace.

L'injection est une opération importante car elle :

- *Assure l'adhérence de l'armature tendue au béton qui l'entoure

*Protéger contre la corrosion.

*La pression d'injection du coulis dans les gaines est de l'ordre de 0,6 à 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

VII.-3-Etude de la précontrainte :

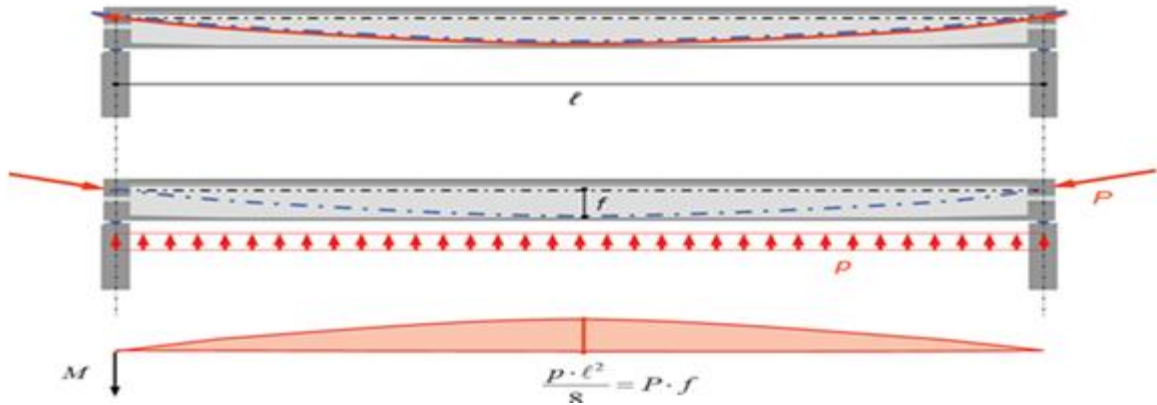


Fig.7.3.Element précontraint

VII.3.1-Les données :

- **le béton :** $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
 $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

- **L'acier de précontrainte :**

On utilise l'acier de type T15TBR (très basse relaxation)

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa.}$

$f_{peg} = 1583 \text{ MPa.}$

Section pour 1T15=139mm²

Soit 12T15 dont $A_p = 1668 \text{ mm}^2$

Diamètre de gaine pour 12T15 : $\Phi_g = 80 \text{ mm}$

VII.3.2.Les sollicitations :

Le calcul se fait sur la poutre la plus sollicitée à phase de l'ELS c.-à-d. la poutre n'accepte aucune fissuration dans la section.

On fait la vérification sur le béton de genre II (c-a-d sous l'effet de la précontrainte et l'ensemble du chargement ;on admet une contrainte maximale de traction de $1.5 f_{t28}$ car l'expérience sur le béton en phase de plastification, par un essai de flexion d'une éprouvette de béton, montre un allongement correspondant à une contrainte de l'ordre 1.5à 1.6 f_{tj} , sans apparition des fissurations).

Voici les valeurs de l'effort tranchant et moment fléchissant par combinaison à ELS et ELU :

	EFFORT	ELS	ELU
X=0	V max t	75.45	101.85
	Vmin t	48.1	64.93
X=L/2	M max t,m	611.02	935.22
	Mmin t,m	424.48	806.19

Tableau .VII.1.Effort maximum de calcul

Rappel des caractéristiques de la section a mis travée :(Tableau.VI.2)

caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
S/ Δ nette (cm ³)	431047.95	1011627.7
V (cm)	65.79	59.52
V' (cm)	84.21	115.48
I _G (cm ⁴)	13514306	28008789
B nette (cm ²)	5118.6	8760.19
P	0.36	0.422
B brute (cm ²)	5388	9221.25

VII.3.3-Calcul du nombre de câbles:

La valeur minimale de précontrainte :

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

Avec:

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho \times B_n (v \times \sigma_{bt2} + v' \times \sigma_{bt1})}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{\rho \times B_n \times v \times \sigma_{bt2} + M_{\max}}{\rho \times v + v' - d'}$$

Tell que :

σ_{bt1} : Contrainte de traction de béton en construction négative.

σ_{bt2} : Contrainte de traction de béton en service négative.

M_{max} : moment maximum dus à la combinaison des charges.

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 1.8645 \text{ MN}$$

I: l'inertie nette de la section.

$$I_n = 0.252 \text{ m}^4$$

B_{nette}: Section nette

$$B_{\text{nette}} = 0,876 \text{ m}^2$$

$$d' = 1.5\Theta, \dots \dots \dots d' = 12 \text{ cm.}$$

ρ : Rendement mécanique de la section c'est de 42.2 %

$$V' = S / B_{\text{nette}} = 1.155 \text{ m}$$

$$V = h - V' = 0.596 \text{ m}$$

$$h = 1.75 \text{ m}$$

$$\sigma_{bt1} = -0.6 - 0.06 \times f_{c28} = -0.06 - 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt2} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = M_g + M_Q = 611.02 \text{ t.m} = 6.1102 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = M_g + M_Q = 424.8 \text{ t.m} = 4.248 \text{ MN.m}$$

$$C' = 2 \times d' = 0.24 \text{ m}$$

Application numérique :

$$P_I = \frac{1.8645 + 0.422 \times 0.876 (0.595 \times (-4.05) - 1.155 \times 2.7)}{0.422 \times 1.75} = -0.62 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{6.1102 - 0.876 \times 0.595 \times 2.7}{0.422 \times 0.5952 + 1.1548 - 0.12} = 4.29 \text{ MN}$$

$P_{II} > P_I$: alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant. Donc on fait le dimensionnement sur la section sur crique avec un balancement total des charges permanentes.

La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II}) = 4.29 \text{ MN.}$$

$$P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9f_{peg} A_p) = 2.362\text{MN.}$$

Nombre de câble en prenant des pertes de précontrainte égale à 25%

$$n = \frac{P}{0.75P_0} = \frac{4.29}{0.75 * 2.362} = 2.421$$

Le nombre de câbles est de **3 câbles 12T15** $P=3*2.362= 7.086\text{MN}$

VII.4-Détermination des contraintes admissibles :

❖ **En service selon (BPEL91):**

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.5 f_{cj} = \overline{\sigma}_{cs} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\overline{\sigma}'_{ti} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0.5f_{cj} = \overline{\sigma}'_{ci} \quad \text{dans la fibre inférieure}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -4.05 < \sigma_c < 17.5 = \overline{\sigma}_{cs}$$

$$\overline{\sigma}'_{ti} = -2.7 < \sigma'_c < 17.5 = \overline{\sigma}'_{ci}$$

❖ **En construction :**

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{cs} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\overline{\sigma}'_{ti} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}'_{ci} \quad \text{dans la fibre inférieure}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -4.05 < \sigma_c < 21 = \overline{\sigma}_{cs}$$

$$\overline{\sigma}'_{ti} = -2.7 < \sigma'_c < 21 = \overline{\sigma}'_{ci}$$

❖ **Détermination de nombre des câbles dans l'about :**

On prend les caractéristiques géométriques de la section médiane pour déterminer le nombre des câbles à l'about c.-à-d. la force précontrainte nécessaire pour supporter

M_{min} . tel que :

M_{min} : Moment du au poids propre de la poutre.

$$M_{min} = gp l^2 / 8 = 0,01424 \times 33.4^2 / 8 = 1.985 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -72.21 \text{ cm}$$

-Cette force doit respecter les conditions limites de traction et de compression qui suivent:

$$\sigma_{sup} = M_{MIN} V / I_G + P (1/B + e_0 V / I_G) \geq -1.5 f_{t28} \quad \text{(traction).}$$

$$\sigma_{inf} = M_{MIN} (V') / I_G + P (1/B + e_0 (V') / I_G) \leq 0.6 f_{c28} \quad \text{(compression).}$$

$$\sigma_{sup} = 10.73 - P (1.95) \geq -4.05 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} = -13.74 + P (6.95) \leq 21.$$

Alors : $P \leq 7.58\text{MN}$ et $P \leq 4.99\text{MN}$

On prend : **$P=4.99 \text{ MN}$**

$$P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9f_{peg} A_p) = 2.362\text{MN.}$$

$$n = \frac{P}{0.75P_0} = \frac{4.99}{0.75 \times 2.362} = 2.81$$

Donc le nombre des câbles est limité à 2cable 12T15 à l'about avec :
 $P=2 \times 2.362=4.724MN$

❖ Vérification des contraintes totales :

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section à mi travée de la poutre seule

❖ Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est à **50 %**.
- Les pertes considérées sont de **10 %** (document setra).

$$f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log (J+1) = 216.5 \text{ bars. Selon BPEL}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ j. selon BAEL99}$$

$$f_{c7} = 23,17 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{\max.} = 13.9 \text{ MPa. } (\sigma_{\max.} = 0,6 f_{cj})$ en construction.

❖ Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de **100 %** à 28 jours.
- pertes considérées sont de **20 %**.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ bars.}$
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa.}$

❖ Troisième étape :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont:

- 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 2 ème famille du câble (3 à l'extrados) est fait à **100 %**.
- Les pertes considérées sont de **25 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\max} = 17.5 \text{ MPa } (\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj})$ 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 **25 %**.

- $f_{cj} = 35 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa. } (\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj})$ en exploitation la combinaison est fréquente.

- **Première étape :** _ vérification de la précontrainte avec le poids propre de la poutre :

$$\text{Moment dû au poids propre de la poutre } M_g = 1.424 \times 33.4^2 / 8 = 1.985 \text{ MN.m}$$

M: moment de précontrainte

$$F1 = F2 = 2,362 \times 0.5 \times 0.9 = 1,063 \text{ MN.}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(0.8421 - 0.12) = -0.7221 \text{ m}$$

$$P = 2 \times 1.063 = 2.1326 \text{ MN}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 2 \times 1.063 \times -0.7221 = -1.54 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I + P / B + M_g V / I .$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I + P / B + M_g V' / I .$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-1.54 \times 0.658 / 0.1216287) + (2.1326 / 0.5118) + (1.985 \times 0.658 / 0.1216287)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 6.57 > 2.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-1.54 \times 0.8421 / 0.1216287) + (2.1326 / 0.5118) + (1.985 \times 0.8421 / 0.1216287)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 7.24 < 13.8 \text{ MPa} .$$

Sont vérifiées.

■ Deuxième étape :

M_g : moment du au poids propre de la poutre seule. $M_g = 1.985 \text{ MN.m}$

M: moment de pré contrainte

$$F_1 = F_2 = 2,362 \times 1.0 \times 0.8 = 1.89 \text{ MN} .$$

$$e_0 = -(v' - d) = -(0.8421 - 0.12) = -0.7221 \text{ m}$$

$$P = 2 \times 1.89 = 3.78 \text{ MN}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 2 \times 1.89 \times -0.7221 = -2.73 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I + P / B + M_g V / I .$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I + P / B + M_g V' / I .$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-2.73 \times 0.658 / 121628) + (3.78 / 0.5118) + (1.985 \times 0.658 / 0.121628)$$

$$= 3.355 > -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-2.73 \times -0.8421 / 0.121628) + (3.78 / 0.5118) + (1.985 \times -0.8421 / 0.121628)$$

$$= 12.546 < 21 \text{ MPa}$$

■ Troisième étape :

M_g : moment du au poids propre de la poutre+hourdis

$$M_g = 3.295 \text{ MN.M}$$

M: moment de pré contrainte

$$F_1 = F_2 = 2,362 \times 1.0 \times 0.8 = 1.89 \text{ MN} .$$

$$e_0 = -(v' - d) = -(0.8421 - 0.12) = -0.7221 \text{ m}$$

$$P = 2 \times 1.89 = 3.78 \text{ MN}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 2 \times 1.89 \times -0.7221 = -2.73 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I + P / B + M_g V / I .$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I + P / B + M_g V' / I .$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-2.73 \times 0.658 / 0.121628) + (3.78 / 0.5118) + (3.3 \times 0.658 / 0.121628)$$

$$= 10.469 > 4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-2.73 \times -0.8421 / 0.121628) + (3.78 / 0.5118) + (3.3 \times -0.8421 / 0.121628)$$

$$= 3.44 < 21 \text{ MPa}$$

■ quatrième étape :

la mise en tension de la deuxième famille du câbles.

on considère que la force précontrainte est constante sur toute la longueur de câble.

M_g : moment du au poids propre de la poutre +hourdis

M: moment de précontrainte

$$F_1 = F_2 = F_3 = 2,362 \times 1.0 \times 0.75 = 1.7715 \text{ MN} .$$

$$e_0 = -(v' - d) = -(1.155 - 0.12) = -1.035 \text{ m}$$

$$P=3 \times 1.7715=5.31 \text{ MN}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 1.7715 \times -1.035 = -5.5 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I + P / B + M_g V / I .$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I + P / B + M_g V' / I .$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-5.5 \times 0.595 / 0.252) + (5.31 / 0.876) + (3.295 \times 0.595 / 0.252) = \mathbf{0.853} > -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-5.5 \times -1.155 / 0.252) + (5.31 / 0.876) + (3.295 \times -1.155 / 0.252) = \mathbf{16.16} < 17.50 \text{ MPa}.$$

■ cinquième étape :

M_g : moment du au poids propre de la poutre +hourdis+superstructure

M_p : moment de précontrainte:

$$F1 = F2 = F3 = 2,362 \times 1.0 \times 0.75 = \mathbf{1.7715 \text{ MN}}.$$

$$e_0 = -(v' - d) = -(1.155 - 0.12) = -1.035 \text{ m}$$

$$P = 3 \times 1.7715 = 5.31 \text{ MN}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 1.7715 \times -1.035 = -5.5 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I + P / B + M_g V / I .$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I + P / B + M_g V' / I .$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-5.5 \times 0.595 / 0.252) + (5.31 / 0.876) + (4.2448 \times 0.595 / 0.252) = \mathbf{3.1} > -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-5.5 \times -1.155 / 0.252) + (5.31 / 0.876) + (4.2448 \times -1.155 / 0.252) = \mathbf{11.8} < 17.50 \text{ MPa}.$$

VII.5-DISPOSITION DES CABLES :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

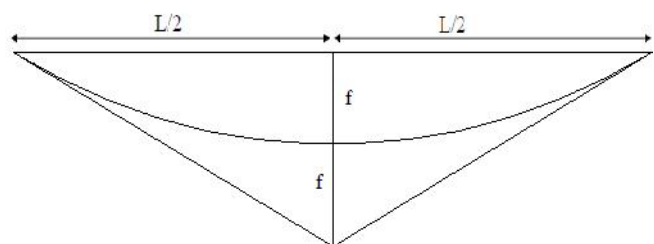
- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2$$

$$Y' = 2 A X .$$

$$Y'' = 2 A f$$

$$A = 4 f / l^2$$

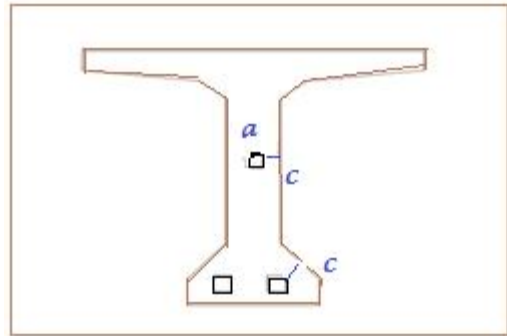


FFIGURE 7-4

VII-5-1-Disposition constructive des câbles :

Il est nécessaire de disposer les câbles de telle façon que la distance c entre un conduit ou un paquet de conduit et parement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$C \geq \begin{cases} 3a/4 \\ \Phi \\ d \end{cases}$$

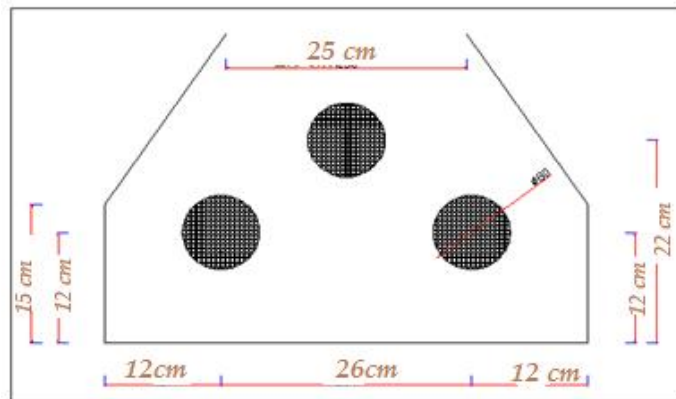


a : dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet du conduit.

Figure 7.5. disposition constructif

Dans la section médiane l'épaisseur de l'âme est faible par rapport à celle de l'about, et aussi tout les câbles vont se retrouve à la partie inferieur de la poutre

Les dimensions de la poutre ou plus exactement du talon de la poutre en section médiane, et le diamètre de la gaine ($\Phi=80\text{ mm}$) nous ont imposé une disposition unique qu'est la suivante :



FFIGURE 7-6 : Disposition des câbles dans la section médiane

VII-5-2-trace du câble moyen :

- les câbles d'about : On prendra un espacement de 50 cm entre câbles :

$$\sum M_{\text{fibre inferieur}} = 0 \Rightarrow P[d + (d + 0,5)] = 2 \times P \times 0,812$$

$$\Rightarrow d = 0,57\text{m}$$

- L'angle de relevage :

Elle est donnée par la relation suivante:

$$\text{Arc sin}((V_{\text{Max}} - \bar{V})/p) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}((V_{\text{min}} + \bar{V})/p)$$

Avec : $V_{\text{Max}} = 78.84\text{t.m} = 0.7884\text{MN}$

$V_{\text{Min}} = 48.1\text{t.m} = 0.481\text{MN}$

V= Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$V = \bar{\tau} \bar{x} b_n x (0.8h)$; (h=1.75m : hauteur totale de la section poutre+dalle)

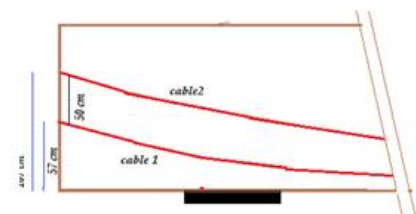


Figure 7.7. Cable d'about

$$\tau = \{0.4f_{ij} (f_{ij} + 2/3 \cdot \sigma_x)\}^{(1/2)} \quad f_{t28} = 2.7 \text{MPa}$$

σ_x : contraintes normales au niveau de la fibre neutre.

$\sigma_x = P/B_n$ ou B_n section nette d'about (poutre + dalle)

P : effort de précontrainte.

$P = n(1 - \Delta P)P_0$ n : nombre des câbles dans la section d'about $n = 2$.

$$P = 2 \times (1 - 0.25) \times 2.362 = 3.543 \text{MN}.$$

$$B_n = B_{(p+d)} - 3\pi\Phi^2/4 = 1.1501 - 3\pi(0.08)^2/4 = 1.135 \text{m}^2 \quad \Phi = 80 \text{mm}$$

$$\sigma_x = 3.543 / 1.135 = 3.122 \text{MPa}$$

$$\tau = 2.272 \text{MPa}$$

b_n : largeur nette de la section d'about $b_n = b_0 - n \cdot k \cdot \Phi$ ($k = 0.5$ pour post tension avec injection de coulis de ciment ; et $n = 1$: nombres des gaines par lit).

b_0 = largeur de talon.

$$b_n = 0.5 - 1 \times 0.5 \times 0.08 = 0.46 \text{m}$$

$$V = \tau \cdot b_n (0.8h) = 2.27 \times 0.46 \times 0.8 \times 1.75 = 1.46 \text{MN}$$

$$\text{Donc : } \text{Arc sin}(-0.396) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}(0.726)$$

$$-10.9^\circ \leq \alpha \leq 33.2^\circ$$

Mais l'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin}((V_m + V_M)/2P) = 10.3^\circ = (\alpha_1 + \alpha_2)/2.$$

$$\alpha_1 = 8^\circ \quad \alpha_2 = 12.6^\circ$$

-pour le câbles de l'extrados :

$$\text{en admettant : } \alpha_3 = 20^\circ$$

-Pour chaque câble on prend un tracé parabolique avec une partie rectiligne.

Avec : X_k : Longueur de la partie courbe du câble.

X_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

• Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre, l'équation de la parabole de chaque Câble est donnée par :

$$Y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax = \text{tg } \alpha$$

$$Y_k = Y_i - d_i$$

$$X_k = \frac{2y_k}{\text{tg } \alpha}$$

$$X_d = \frac{L}{2} - X_k$$

$$a = \frac{y_k}{X_k^2}$$

N° Câble	$\alpha_i^{(0)}$	Y_K (m)	X_K (m)	X_d (m)	a_i (m^{-1})
-1	8	0,45	6.44	10.26	0,01085
-2	12.6	0,95	8.5	8.21	0,013148
-3	20	1,28	7	5.7	0,02612

Tableau VII.3.valeurs de X_k et X_d

▪ **Le câble moyen**

L'équation de câble moyen est déterminée comme suit :

$$X_k = \sum X_{ki} / 3 = 7.31\text{m} \quad X_d = L/2 - X_k = 9.39\text{m}$$

$$Y_k = \sum Y_{ki} / 3 = 0.893\text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arctg} (2Y / X_k) = 13.73^\circ$$

$$a = \tan \alpha / 2 X_k = 0.0167\text{ m}^{-1}$$

les résultats de câble moyen sont résumés dans le tableau suivant

Câble	α (°)	$\tan \alpha$	Y_i (m)	Y_k (m)	x_k (m)	x_d (m)	a (m-1)
moyen	13.73	0.243	0.8933	0.893	7.31	9.39	0.0167

TableauVII.4.Câble moyen

▪ **Les équations paraboliques des différents câbles**

- $Y_1 = 0,0108 x^2$

- $Y_2 = 0,0131 x^2$

- $Y_3 = 0,0261 x^2$

Position et angles de relevage des câbles et de câble moyen à différentes sections:

$$Y_i = a_i (x_{ki} - x_{in})^2 + d_i$$

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

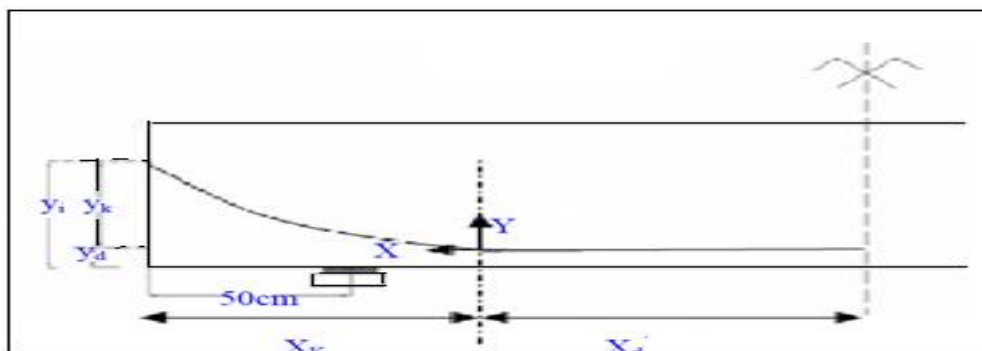


Fig.7.8.

Tableau des positions et des angles de chaque câble dans les positions (0 ;4 ;l/4 ;l/2) m

cable	xi	0	4	8.35	16.7
	yi	0.57	0.163	0.12	0.12
1	tan α 1	0.139	0.043	0	0
	yi	1.07	0.448	0.12	0.12
2	tan α 2	0.223	0.131	0	0
	yi	/	1.5	0.324	0.22
3	tan α 3	/	0.364	0.104	0

TbleauVII.5

❖ Le tracé en plan des câbles se fait par logiciel **AUTOCAD** (voir annexe)

L'allure des câbles (position par rapport le parement inférieur) pour des position Xi :

xi	0	1	2	3	4	5	6.44	7	7.5	8.5	11	16.7
yi	0.57	0.39	0.293	0.217	0.163	0.131	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
tan α 1	0.139	0.108	0.086	0.065	0.043	0.022	0	0	0	0	0	0
yi	1.07	0.857	0.762	0.663	0.448	0.33	0.24	0.172	0.133	0.12	0.12	0.12
tan α 2	0.223	0.197	0.183	0.169	0.131	0.105	0.08	0.052	0.026	0	0	0
yi	/	/	/	/	1.5	1.302	0.87	0.638	0.455	0.324	0.22	0.22
tan α 3	/	/	/	/	0.364	0.336	0.26	0.209	0.157	0.104	0	0

Tableau.VII.6.

VII.2.9-Détermination des caractéristiques géométriques des sections :

section d'about					
désignation	B(cm2)	Y(cm)	s/delta	I/delta	Ig
Section br	8201,732		631203,62	67511678	
gaines	100,53088	78.5	8405,3869	702774,4	
Section net	8101,2011	81,22889	622798,23	66808903	17218625
Dalle	3750	162.5	566720	7651015,2	
Poutre+Dalle	11851,2	107,329	1189518,2	158192797	33713255
Section à mi- travée :					
désignation	B(cm2)	Y(cm)	s/delta	I/delta	Ig
Section brut	5351,5		488758,25	48925222	
gaines	150,79632	15,3333	3066,1918	62345,901	
Section nett	5200.7	82,62542	504292,06	51062876	13129288
Dalle	3750	162.5	566720	7981015,2	
Poutre+Dalle	9101.23	111,0938	986012,06	140246769	25790887

Tableau VII.7

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$y_G = \sum A_i Y_i / A_i$$

$$\rho = IG / (V \times V' \times B)$$

$$I_{GN} = I/\Delta - B \times V'^2$$

$$V' = S/\Delta/B, V = h - V'$$

$$I = (IGN / B)^{1/2}$$

VII.3-Evaluation des pertes:

VII.3- 1: pertes de tension instantanées:

a) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha - \phi^1)}).$$

α : 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 $f = 0,19/\text{rad}$.

φ : Perte relative de tension par mètre, étant donné par sa variation entre 0.001/m et 0.003/m ; on prend $\varphi = 0,002/m$.

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$.

$$\sigma_0 = \min(0,8 f_{prg}; 0,90 f_{peg}) = \min(0,8 * 1770; 0,90 * 1583) = 1416 \text{ Mpa}$$

l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Section	N° câble	l (m)	α (rad)	$r=f\alpha + \varphi l$	1-e(-r)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ moy (MPa)	$\Delta\sigma_f$ moy (MPa)
0,25l	1	8.39	0.052	0.02666	0.02631	37.25179	41.84831	59.51843
	2	8.41	0.087	0.03335	0.03280	46.44483		
	3	4.55	0.296	0.06934	0.06699	94.85869	94.85869	
0,5l	1	16.76	0.14	0.06012	0.05835	82.62144	92.74415	103.43633
	2	16.81	0.22	0.07542	0.07265	102.86686		
	3	12.89	0.35	0.09228	0.08815	124.82069	124.82069	

Tableau.VII.8

- Perte moyenne par câble

Désignation	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.00L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
Câble à l'about	101.2106	100.91486	0
Câble à l'extrados	124.752	124.62	0

Tableau VII.9

b)-Pertes dues au recul à l'ancrage :

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p_0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Si $X < L/2$ il faut tirer le câble par les extrémités a fin d'obtenir de tension plus élevées.

Si $X > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

Avec : g : déplacement donné par le constructeur est égal à **3mm si TBR ou 6 mm si RN**, il n'intervient que dans la zone d'ancrage .

l'intensité du recul d'ancrage = 3mm. d'après **ALGA**.

E_A : module d'élasticité de l'acier = $2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

L : longueur du câble

N° Câble	L (m)	α (rad)	$f(\alpha / l) + \varphi$	X (m)
1	33.52	0.14	0.00279	12.31588
2	33.62	0.22	0.00324	11.43010
3	25.78	0.35	0.00458	9.61909

TableauVII.10

NB : $X_{1,2,3} \lesssim L/2$, il faut tendre les câbles par deux extrémités car on obtient des tensions ne sont pas importants.

b)-Calcul des pertes dues au recul d’ancrage :

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) x$$

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	f(α/l)+φ	X (m)	Δσrecul	Δσrecul à 0 L	Δσrecul à 0.25L	Δσrecul à 0.50L
1	0.00279	12.316	97.435	97.435	97.113	0
2	0.00324	11.43	104.986	104.986	104.717	0
3	0.00458	9.619	124.752	124.752	124.62	0

Tableau.VII.11

C) Pertes dues à la déformation instantané du béton :

$$\Delta \sigma_a = \frac{E_a}{2 E_i} \sigma'_{bj}$$

σ'bj : contrainte parabole du béton.

Ea : module d'élasticité de l'acier = 2 10⁵ MPa..

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

C-1 : Pertes dues à la mise en tension de la première série (2 câbles de l'about) :

NB : La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7 jours : σj = 23MPa.

Ei = 3.1310⁴ MPa.

Ea = 2 10⁵MPa.

$$\longrightarrow \Delta \sigma = 3.2 \sigma'_{bj}.$$

A 28 jours : σ28 = 35MPa.

Ei = 3,6 10⁴ MPa

Ea = 2 10⁵ MPa.

$$\longrightarrow \Delta \sigma = 2,78 \sigma'_{bj}.$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{M_p e}{I}.$$

Avec P = N Ap (Δσp0 - Δσfrott).

Δσfrott(0.00l)= 47.1 MP

$$P=2*1668*10^{-6} \times (1416-47.1) = 4.56 \text{ MN}$$

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Désignation			
P(MN)	4.56	4.5842	4.4144
I(m⁴)	0.17218624	0.13129287	0.13129287
B(m²)	0.81012	0.522	0.522
e (m)	0	-0.68	-0.79
Mp(MNm)	0	-0.03117236	-0.03487361
σ'bj (MPa)	5.629	25.088	29.65
Δσ à 7j (MPa)	17.956	80.032	94.584
Δσ à 28j (MPa)	15.592	69.495	82.131

Tableau VII.12

C.2-Pertes dues à la mise en tension du 3ème câble à l'extrados :

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans la 1^{ère} et la 2^{ème} série de câbles.

$$\text{La contrainte } \sigma'_{bij} \text{ est donnée par: } \sigma'_{bij} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_2 e_1^2}{I_p} + \frac{M_p e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_d}{I_t}$$

$$P_1 = 3 \times 1668 (1416 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac}).$$

$$P_2 = 2 \times 1668 (1416 - \Delta\sigma_{fr}).$$

B_p : Section de la poutre seule.

B_t : Section de la poutre + hourdis.

I_p : Inertie de la poutre seule.

I_t : Inertie de la poutre + l'hourdis.

M_d : moment de l'hourdis.

M_p : moment de la poutre seule.

Section	0,00L	0.25L	0.5L
Désignation			
$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	47.1	59.51843	103.43633
$\Delta\sigma_{recul}$ (MPa)	112.98125	112.76741	0
$\Delta\sigma_{racr}$ (MPa)	15.592	69.495	82.131
P ₁ (MN)	4.1377308	3.9171959	4.1047228
P ₂ (MN)	2.2833252	2.2626113	2.1893562
B _p (m ²)	0.81012	0.522	0.522
B _t (m ²)	1.18512	0.8795	0.8795
e ₁ (m)	0	-0.68	-0.79
e ₂ (m)	0	-0.265487	-0.4625
I _p (m ⁴)	0.1721862	0.1312929	0.1312929
I _t (m ⁴)	0.3379089	0.2671325	0.2671325
M _p (MN,m)	0	-2.663693	-3.242731
M _d (MN,m)	0	-0.600694	-1.012577
σ'_{bij} (MPa)	7.0342146	36.017061	47.338915
$\Delta\sigma_a$ (MPa)	19.491809	99.803275	131.17613

Tableau VII.13

Tableau récapitulatif des pertes instantanées (MPa) :

Désignation	Section	frottement	recul	raccourcissement	Totale(MPa)
Câbles de l'about	0.00L	47.1	101.2106	15.592	163.902
	0.25L	41.84831	100.91486	69.495	212.258
	0.50L	92.74415	0	82.131	174.875
Câble de l'extrados	0.00L	0	124.752	19.4918086	144.244
	0.25L	94.85869	124.620	99.8032754	319.282
	0.50L	124.82069	0	131.176132	255.997

Tableau VII.14

VII.3.2: Pertes différées :

a) Pertes dues au retrait du béton :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p. \quad (\text{ARTICLE 3.3.21.BPEL})$$

$\varepsilon_r = 0,0003$ étant le retrait total du béton.

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$. Avec $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

- Pour les deux câbles de la 1^{ère} famille à l'about :

$B_n = 8101.2 \text{ cm}^2$, $p = 495.4 \text{ cm}$.

A 7 jours : $r(t) = 7 / (7 + 9 (8101.2 / 495.4))$

$r(t) = 0.045$; Alors : $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,045) 2 \cdot 10^5$. Donc :

$$\Delta\sigma_r = 57.3 \text{ MPA.}$$

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (8101.2 / 495.4))$

$r(t) = 0.16$. Alors : $\Delta\sigma_r = 0,0003 (1 - 0,16) 2 \cdot 10^5$. Donc :

$$\Delta\sigma_r = 50.4 \text{ MPA.}$$

- Pour la section intermédiaire :

$B_n = 5220 \text{ cm}^2$, $p = 515.96 \text{ cm}$.

-A 7 jours : $r(t) = 7 / (7 + 9 (5220 / 515.96))$

$r(t) = 0.072$; Alors ; $\Delta\sigma_r = 0,0003 (1 - 0,072) 2 \cdot 10^5$.

Donc : $\Delta\sigma_r = 55.68 \text{ MPA}$.

-A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (5220 / 515.96))$

$r(t) = 0.235$. Alors : $\Delta\sigma_r = 0,0003 (1 - 0,235) 2 \cdot 10^5$.

Donc : $\Delta\sigma_r = 45.9\text{MPa}$.

	X	A 7 jours	A 28 jours
$\Delta\sigma_r(\text{MPa})$ 1ere famille de câbles	0.0L	57.3	50.4
	0.5L	55.68	45.9
$\Delta\sigma_r$ (MPa) 2eme famille de câbles	0.5L	55.68	45.9

Tableau VII.13

b) Pertes dues au fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{I,J}$$

σ_b : la contrainte finale du béton

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

• Pertes de câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirée à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$.

K_{fl} : coefficient de fluage.

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = (3 E_v - E_v) / E_v = 2. \quad (\text{BAEL 91}).$$

$$\sigma'_{bj} = P/B + (Pe^2/I) + (M_p e/I)$$

$$P = N A_p (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott}).$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$$K_{fl} = (100-15) \times 2 / 100 = 1.7 \quad K_{fl} = 1,7.$$

$$E_{I7} = 11000 (f_{c7})^{1/3}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = [1,7 \times 2 \times 10^5 / 11000 (23)^{1/3}] \sigma'_{bj} = 10.86 \sigma'_{bj}.$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
$\sigma'_{bj}(\text{MPa})$	5.629	25.088	29.65
Pertes dues au fluage (MPa)	61.128722	272.4596	322.00169

Tableau VII.14

• Pertes du câble à l'extrados :

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc : $K_{fl} = 1$.

$$\Delta\sigma_{fl} = 1 \times 2 \times 10^5 / 11000 (35)^{1/3} = 5,56 \sigma'_{bj}.$$

C) Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_p = (6/100) \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x).$$

μ_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.

$\sigma_i = 1416\text{MPa}$ et $\mu_0 = 0,43$.

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$. Avec $\Delta\sigma_i$: la contrainte totale instantanée.

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR

$\rho_{1000} = 8\%$ pour les aciers RN

• Câbles sortant à l'about :

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	163.902	212.258	174.875
σ_i (MPa)	1252.098	1203.742	1241.125
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	52.1	45.155	50.489

Tableau VII.15

-Cable à l'extrados ;

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
$\Delta\sigma_p0$ (MPa)	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	144.244	319.282	255.997
σ_i (MPa)	1271.756	1096.718	1160.003
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	55.04	31.19	39.21

Tableau VII.16**-Tableau (ci-dessous)récapitulatif des pertes différées (MPa) :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p. \quad (\text{article 3.3.24 BPEL91})$$

- Pour la première famille de câble

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au retrait (MPa)	50.4	45.9	54.9
Pertes dues au fluage(MPa)	61.129	272.46	322.002
Pertes dues à la relaxation(MPa)	52.1	45.155	50.489
$\Delta\sigma$ totale (MPa)	163.628	363.514	427.391

Tableau VII.17.

- Pour la deuxième famille de câble

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au retrait (MPa)	0	45.9	45.9
Pertes dues au fluage (MPa)	31.3	139.49	164.86
Pertes dues à la relaxation (MPa)	55.04	49.32	48.02
$\Delta\sigma$ totale (MPa)	55.04	31.19	39.21

Tableau VII.18.**Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :**

$$\% \text{ pertes} = \Delta\sigma \text{ totale} / 3 \times 1416. \text{ En (MPa).}$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes instantanées	308.146	531.540	430.872
Pertes différées	232.105	582.480	669.748
Pertes totales	540.251	1114.020	1100.620
pertes	0.12717775	0.2622457	0.2590914
% pertes	12.72	26.22	25.91

Tableau VII.19.

Le pourcentage des pertes totales (déférés ou instantanées) est estimé de 26.22% dans $x=0.25l$ donc il est supérieur à la valeur qui a été proposée au début de ce chapitre. La moyenne des pertes est de 21.6% L'estimation des pertes à 25% est vérifiée après le calcul, donc le nombre des câbles est suffisant qui est égal à 3 câbles de 12T15 chacun.

VII.4-Vérification des contraintes normales

Durant la réalisation de l'ouvrage , certaine phase provoque des contrainte beaucoup plus importante que celle subit l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contraintes quatre phase durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage .

Les contraintes admissibles à considérer pour les différentes phases 1,2et 3 sont :

En service selon(BPEL91):

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{ts} &= -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.5 f_{cj} = \overline{\sigma}_{cs} && \text{dans la fibre supérieure} \\ \overline{\sigma}_{ti}' &= -f_{tj} < \sigma'_c < 0.5f_{cj} = \overline{\sigma}_{ci}' && \text{dans la fibre inférieure} \\ \overline{\sigma}_{ts} &= -4.05 < \sigma_c < 17.5 = \overline{\sigma}_{cs} \\ \overline{\sigma}_{ti}' &= -2.7 < \sigma'_c < 17.5 = \overline{\sigma}_{ci}' \end{aligned}$$

En construction(Phase 4) :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{ts} &= -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{cs} && \text{dans la fibre supérieure} \\ \overline{\sigma}_{ti}' &= -f_{tj} < \sigma'_c < 0.6f_{cj} = \overline{\sigma}_{ci}' && \text{dans la fibre inférieure} \\ \overline{\sigma}_{ts} &= -4.05 < \sigma_c < 21 = \overline{\sigma}_{cs} \\ \overline{\sigma}_{ti}' &= -2.7 < \sigma'_c < 21 = \overline{\sigma}_{ci}' \end{aligned}$$

VII.4.1- Vérification des contraintes normales a la Phase I :

On propose donc de tirer les 2 câbles à 50% de leur tension finale.

Les efforts sont le poids propre de la poutre et la force de précontrainte

- Pour X=0.5L :

❖ **Caractéristique géométrique de la poutre :**

$$B=5200.7\text{cm}^2$$

$$V'=82.62\text{cm},$$

$$V=67.38\text{cm}$$

$$I=13129287.03\text{cm}^4$$

Les pertes instantanées totales:

$$\Delta \sigma_i = 430.872 \text{ MPa}$$

La force de précontrainte:

$$P(0.5L) = 0,5 \times 1668 \times 10^{-6} (2 \times 1416 - 430.872) = 2.362 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$M_g=1.985\text{MPa}$ moment du au poids propre de la poutre.

➤ **Fibre supérieure:**

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV}{I} \right) + \frac{M_G V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{2.362}{0.52007} \left(1 - \frac{0.7662 \times 0.6738}{0.1313} \right) + \frac{1.985 \times 0.6738}{0.1312}$$

$$\sigma_s = 11.51 \text{ MPa} > -4.05 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV'}{I} \right) - \frac{M_G V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{2.362}{0.52007} \left(1 - \frac{0.762 \times 0.8362}{0.1313} \right) + \frac{1.985 \times 0.8362}{0.1312}$$

$$\sigma_i = 6.53 \text{ MPa} < 17.5 \text{ MPa}$$

Pour : X=0.50l

	α	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0	1	1416	P	2.362	2.362
α_2	0	1	1416	B	0.52007	0.52007
α_3	0	1	1416	e0	-0.7662	-0.7662
			2832	$v, v' =$	0.6738	-0.8262
				Mg	1.985	1.985
				I	0.1313	0.1313
tension est de 50% des cables d'about				P / B	4.54	4.54
				$P e_0 * v / i$	-15.82	11.39
pertes instantanés:430.872MPa				mv/I	10.19	-12.49
				total	11.51	6.53
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					verifiée	verifiée

Tableau VII.20.

Pour : X=0.25 L :

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.052	0.99968	1415.5469	P	2.01	2.362
α_2	0.087	0.99621	1410.6334	B	*0.52007	0.52007
α_3	0.296	0.95651	1354.4182	e0	-0.72	-0.72
			2826.1802	$v, v' =$	0.5917	-0.5917
				Mg	1.985	1.985
				I	0.1313	0.1313
tension est de 50% des cables d'about				P / B	3.86	4.54
				$P e_0 * v / i$	-6.52	7.66
pertes instantanés:531.54MPa				mv/I	8.95	-8.95
				total	6.29	3.26
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.21.

Pour : X=0.00 L

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.22	0.9902	1402.123	P	2.064	2.064
α_2	0.24	0.97589	1381.86	B	0.81012	0.81012
α_3	/	/	/	e0	0	0
			2783.983	$v, v' =$	0.8122	-0.6878
				Mg	1.985	1.985
				I	0.172286	0.172286
tension est de 50% des cables d'about				P / B	2.55	2.55
				$P e_0 * v / i$	0	0
pertes instantanés:308.146MPa				mv/I	9.36	-7.92
				total	11.91	-5.38
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					verifiée	verifiée

Tableau VII.22.

VII.4.2-Vérification des contraintes normales à la phase II :

On complète à 100% la mise en tension des (02) câbles en 28 jours qui ont effectué.

Vérification des contraintes :

Pour : $X=0.5L$:

Pertes instantanées : $\Delta\sigma_i = 430.87MPa$, Pertes différées : $\Delta\sigma_d = 669.76MPa$

	α	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0	1	1416	P	2.89	2.89
α_2	0	1	1416	B	0.52007	0.52007
α_3	0	1	1416	e0	-0.7662	-0.7662
			2832	$v, v' =$	0.6738	-0.8262
				Mg	1.985	1.985
				I	0.1313	0.1313
tension est de 100% des cables d'about				P / B	5.56	5.56
				Pe_0*v/i	19.36	-13.93
pertes totale:1100.5MPa				mv/I	-10.19	12.49
				total	14.73	4.11
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<21
					verifiée	verifiée

Tableau VII.23.

Pour $X=0.25L$:

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.052	0.99968	1415.5469	P	2.865	2.865
α_2	0.087	0.99621	1410.6334	B	0.52007	0.52007
α_3	0.296	0.95651	1354.4182	e0	-0.72	-0.72
			2826.1802	$v, v' =$	0.5917	-0.9183
				Mg	1.985	1.985
				I	0.1313	0.1313
tension est de 100% des câbles d'about				P / B	5.51	5.51
				Pe_0*v/i	-17.93	14.43
pertes totale:1114.02MPa				mv/I	8.95	-13.88
				total	-3.48	6.05
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.23.

Pour : $X= 0.00L$

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.22	0.9902	1402.123	P	3.74	3.74
α_2	0.24	0.97589	1381.86	B	0.81012	0.81012
α_3	/	/	/	e0	0	0
			2783.983	$v, v' =$	0.6878	-0.8122
				Mg	0	0
				I	0.172286	0.172286
tension est de 100% des câbles d'about				P / B	4.62	4.62
				Pe_0*v/i	0	0
pertes totale:540.25MPa				mv/I	0	0
				total	4.62	4.62
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.24.

4.3- Vérification des contraintes normales a la phase III :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis les efforts à considérer dans cette phase : -efforts dus à la 2^{ème} phase.

-Poids propre de l'hourdis coulé à la place.

N.B : vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

Pour : $X=0.5L$:

Contraintes sous l'effet du poutre +'hourdis : $M_d= 3.295 \text{ MN.m}$.

	α	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0	1	1416	P	2.89	2.89
α_2	0	1	1416	B	0.52007	0.52007
α_3	0	1	1416	e0	-0.7662	-0.7662
			2832	$v, v' =$	0.6738	-0.8262
				Mg	3.295	3.295
				I	0.1313	0.1313
tension est de 100% des câbles d'about				P / B	5.56	5.56
				Pe_0*v/i	-11.36	13.93
pertes totale:1100.5MPa				mv/I	16.91	-20.73
				total	11.1	-1.24
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<21
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.26

Pour : $X = 0.25L$: Contraintes sous l'effet du poutre+'hourdis $M_d = 2.47MN.m$

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.052	0.99968	1415.5469	P	2.865	2.865
α_2	0.087	0.99621	1410.6334	B	0.52007	0.52007
α_3	0.296	0.95651	1354.4182	e0	-0.72	-0.72
			2826.1802	$v, v' =$	0.5917	-0.9183
				Mg	2.47	2.47
				I	0.1313	0.1313
tension est de 100% des cables d'about				P / B	5.51	5.51
				$Pe_0 * v/i$	-9.3	14.43
pertes totale:1114.02MPa				mv/I	1.46	-2.27
				total	-2.33	6.05
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.26.

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.22	0.9902	1402.1232	P	3.74	3.74
α_2	0.24	0.97589	1381.8602	B	0.81012	0.81012
α_3	/	/	/	e0	0	0
			2783.9834	$v, v' =$	0.6878	-0.8122
				Mg	0	0
				I	0.172286	0.172286
tension est de 100% des câbles d'about				P / B	4.62	4.62
				$Pe_0 * v/i$	0	0
pertes totale:540.25MPa				mv/I	0	0
				total	4.62	4.62
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.27. Pour : $X=0.00L$

4.3-Vérification des contraintes normales a la phase IV :

La mise en tension de la deuxième famille du câble.

On considère que la force précontrainte est constante sur toute la longueur de câble

Pour : $X=0.5L$: Tableau VII.28.

	α	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0	1	1416	P	5.25	5.25
α_2	0	1	1416	B	0.910123	0.910123
α_3	0	1	1416	e0	-0.7662	-0.7662
			4248	$v, v' =$	0.6391	-1.11
				Mg	3.295	3.295
				I	0.258	0.258
tension est de 100% des cables d'about				P / B	5.56	5.56
				$Pe_0 * v/i$	-9.96	17.31
pertes totale:1100.5MPa				mv/I	8.16	-14.18
				total	3.75	8.69
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<21
					verifiée	verifiée

Pour : $X=0.25l$

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.052	0.99968	1415.5469	P	5.11	5.11
α_2	0.087	0.99621	1410.6334	B	0.910123	0.910123
α_3	0.296	0.95651	1354.4182	e0	-0.72	-0.72
			4180.5984	$v, v' =$	0.6391	-1.11
				Mg	2.47	2.47
				I	0.258	0.258
tension est de 100% des cables d'about				P / B	5.61	5.61
				P e0*v/i	-9.11	15.83
pertes totale: 1114.02MPa				mv/I	1.58	-2.74
				total	-1.92	6.05
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					verifiée	verifiée

Tableau VII.28.

Pour : $X=0.00L$

	$\alpha(\text{rad})$	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0.22	0.9902	1402.1232	P	3.74	3.74
α_2	0.24	0.97589	1381.8602	B	1.185	1.185
α_3	/	/	/	e0	0	0
			2783.9834	$v, v' =$	0.67.62	-1.0732
				Mg	0	0
				I	0.337	0.337
tension est de 100% des cables d'about				P / B	3.16	3.16
				p e0*v/i	0	0
pertes totale: 540.25MPa				mv/I	0	0
				total	3.16	3.16
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<17.5
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.29.

VII.4.5- Vérification des contraintes normales a la Phase V :

L'ouvrage est en service : - **Pour : X=0.5L**

	α	$\cos \alpha_i$	p		fibre sup	fibre inf
α_1	0	1	1416	P	5.25	5.25
α_2	0	1	1416	B	0.910123	0.910123
α_3	0	1	1416	e0	-0.7662	-0.7662
			4248	$v, v' =$	0.6391	-1.11
				Mg	6.1128	6.1128
				I	0.258	0.258
tension est de 100% des cables d'about				P / B	5.56	5.56
				P e0*v/i	-9.96	17.31
pertes totale:1100.5MPa				mv/I	15.14	-26.3
				total	10.73	-3.44
les contraintes sont vérifiées				limite	>-4,05	<21
					vérifiée	vérifiée

Tableau VII.30.

Conclusion : les contraintes sont vérifiées dans toutes les phases, soit de construction ou de service

VII.5:Vérification des contraintes tangentielles à ELU:

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : Épaisseur nette de l'âme (m)

I : Moment d'inertie de la section considérée (m^4)

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} (f_{ij} + 2 \sigma_t / 3)$$

f_{ij} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

σ_t : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$V_{red} = TG + TP$$

T_G = effort tranchant.

T_P = % de la mise en tension x A_p x σ_i ($\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3$)

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta \sigma$ ($\sigma_{p0} = 1416$ 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 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

❖ A l'extrados

Étape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about

Étape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$

Étape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : ($\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$; $\Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i$ extrados)

Étape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : ($\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$; $\Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i$ extrados)

Verification des contrainte à l'about :

$$T_{G_{\max}} = 1,35G + 1,35Q$$

$$T_P = \sum P \sin \alpha_i = P(\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$$

$$T_P = 1668 \cdot 10^{-6} \times (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$$

$$b_n = 0,50 - 0,08 = 0,42 \text{ m}$$

$$T_{G_{\max}} = 101,85 \text{ t}$$

désignation	T_G (MN)	$\Delta\sigma$	T_P (MN)	V_{red} (MN)	(MPa τ)	f_{ij} (MPa)	σ_t (MPa)	τ (MPa)	etat
Etape1	0.481	430	-0.468	0.013	0.112	1.98	2.55	2.90	vérifiée
Etape2	0.481	480	-0.853	-0.372	-3.201	2.7	4.62	6.21	vérifiée
Etape3	0.763	593	-0.664	0.0988	0.851	2.7	4.62	6.21	vérifiée
Etape4	0.763	593	-0.664	0.0988	0.830	2.7	3.16	5.17	vérifiée
Etape5	1.01	593	-0.664	0.3458	2.905	2.7	3.16	5.17	vérifiée

Tableau.VII.31

CONCLUSION

On remarque que les contrainte tangentielle)à labout sont vérifier.

VII.6-Calcul des déformations :

Le calcul des déformations peut répondre à différentes objectifs d'ordre :

- **Constructif :**

le problème étant alors double, puisqu'il y a lieu : d'assurer, d'une part, la continuité des déformations entre différentes parties d'ouvrages, lorsque la structure est réalisée en plusieurs phases, de façon à obtenir un profil régulier en fin de construction, d'atteindre, à terme, une fois faites les déformations différées du béton, la géométrie escomptée au projet.

Dans ces conditions, il s'agit essentiellement d'évaluer les déformations probables, compte tenu des différentes phases de construction, dans l'ouvrage sous l'effet des actions permanentes ou de la combinaison quasi-permanente, pour les compenser par des contreflèches appropriées

- **Fonctionnel :**

Lorsque les déformations conditionnent l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage. Compte tenu des incertitudes affectant le calcul, il y a lieu d'évaluer pour les déformations ou pour leurs variations sous certaines combinaisons d'actions, des valeurs possibles définies ci-après, que l'on compare aux valeurs fixées définissant l'état-limite de déformation.

VII. 6.1-Flèches et contre flèches :

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 :

$$F_G = \frac{5 q l^4}{384 E_v \cdot I}$$

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

$$q = 2.88 \text{ t/ml}$$

$$I : \text{inertie de la poutre + hourdis} : 25790886.56 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\sigma'_{28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 2.88 \times 10^{-2} \times (33.4)^4}{384 \times 12102.94 \times 0.25791} = 0.165 \text{ m}$$

$$f_G = 16.5 \text{ cm}$$

contre flèche de précontrainte :

Câble n° 1 :

$$\mu = 8fP/L^2$$

$$P = 2.362 \text{ MN.}$$

$$e = 0.57 \text{ m.}$$

$$\alpha = 8^\circ.$$

$$M = P.e.\cos\alpha = 1.33 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{8fP}{l^2} = 8 \times 1.33 / 33.4^2 = 0.0095 \text{ MN/ml}$$

$$F_P = \frac{-5\mu l^4}{384.E_v \cdot I} = \frac{-5 \times 0.0095 \times (33.4)^4}{(348 \times 12102.94 \times 0.25791)} = -0.0547 \text{ m}$$

	f (m)	α (rad)	μ (MN/ml)	F_p (m)
Cable1	0.57	0.14	0.0096	-0.0547
Cable2	0.95	0.22	0.0157	-0.0899
Cable3	1.28	0.35	0.0203	-0.1166

Tableau.VII.32

C)Flèche de construction :

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est

Vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4(26.12 - 16.6) = 7.14 \text{ cm}$$

d)Flèche due aux surcharges D240 :

$$M_{D240} = ql^2/8 = 310.96 \text{ t.m} \quad q = 2.23 \text{ t/ml}$$

$$F_Q = \frac{5ql^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

$$F_Q = 5 \times 2.23 \times 10^{-2} \times 33.4^4 / (384 \times 12102.94 \times 0.25791) = 12.7 \text{ cm}$$

E) La flèche totale :

- En service à vide : $f = f_p + f_G + f_c = -26.12 + 16.6 + 7.14 = -2.38 \text{ cm}$
 - En service à l'infini : $f = f_p + f_G + f_c + f_Q = -2.38 + 12.7 = 10.3 \text{ cm}$
- La flèche admissible des ponts est de $f_{adm} = L/300$ tel que :

$$L : \text{la portée de travée.} \quad f_{adm} = 33.4/300 = 11.13 \text{ cm}$$

La flèche totale est de 10.3 cm inférieure à la flèche admissible

VII.6.2- Calcul des rotations :

- **Rotation sous le poids propre :**

$$B_G = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 33713254.89 \text{ cm}^4$$

E_v : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\sigma'_{28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad B_G = \frac{2.88 \times 10^{-2} \times (33.4)^2}{24 \times 12102.94 \times 0.337132} = 0.328 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- **rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :**

$$B_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx$$

$\int_0^L M dx$ Représente alors simplement, l'aire du diagramme du moment de précontrainte

$$\text{Surface de} = -232.46 \text{ cm}^2$$

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 116.23 \text{ cm}^2$$

$$D'où : \quad B_p = \frac{-136.85}{2 \times 12102.94 \times 0.6397} = -8.8 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- **rotation sous surcharge D₂₄₀ :**

La rotation est donnée par $\frac{p\alpha a}{24EIL} (4L^2 - 4a^2 - \alpha^2)$

$$a = \frac{L}{2} = 16.7 \text{ m}$$

α : Longueur de la surcharge D240 = 32.4m.

P : surcharge répartie/ml = 7.4t/ml

$$\theta = \frac{p \alpha (3L^2 - \alpha^2)}{48 EIL}$$

$$D'où : \theta = \frac{7.4 \times 32.4 \times (3 \times (33.4)^2 - (32.4)^2)}{48 \times 12102.94 \times 0.33713 \times 33.4}$$

$$\theta = 0.0284 \text{ rd}$$

- **Rotation totale :**

$$\text{En service à vide :} \quad B = B_G + B_p = 0.328 \times 10^{-3} - 0.014 = -0.0136 \text{ rd}$$

En service en charge :

$$B = B_G + B_p + B_G = -0.0133 \text{ rd}$$

VII.6.3 Calcul des déplacements (horizontalement):

1) Déplacement du à une rotation d'appui :

$$\Delta B = \frac{Bh}{2} = -0.013 \times \frac{1.5}{2} = -0.0097m$$

$$\Delta B = 0,97cm$$

2) Retrait :

$$\Delta r = \xi \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \frac{33.4}{2} = 33.4 \times 10^{-4}$$

$$\Delta r = 0.334cm$$

3) Fluage :

$$\Delta f = \frac{l}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_v} \quad \text{Avec}$$

$$\sigma'_m : \text{Contrainte moyenne égale à } \sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

σ'_A et σ'_M . Contrainte moyenne à l'appui et au milieu de la travée.

Calcul des contraintes de compression σ'_A et σ'_M :

0.00L

- **A la mise en tension :**

$$P = P_0 - \Delta P_{\text{inst}}$$

$$P = 1668 \times 10^{-6} (1416 \times 2 - 308.14) = 4.66 \text{ MN}$$

$$\sigma_i = 4.66 \times \left(\frac{1}{1.1851} + \frac{-1.15 \times -0.57}{0.337191} \right)$$

$$\sigma_i = 12.14 \text{ MPa}$$

- **En service :**

$$P = 1668 \times 10^{-6} (1416 \times 2 - 540.25) = 3.82 \text{ MN} \quad \sigma_i = 3.82 \times \left(\frac{1}{1.1851} + \frac{-1.15 \times -0.68}{0.33791} \right)$$

$$\sigma_i = 12.06 \text{ MPa}$$

0.50L :

La contrainte de compression sur la fibre inférieure au milieu sont déjà calculées dans la poutre de la vérification des contraintes normales.

- **A la mise en tension :** $\sigma_i = 9.46MPa$
- **En service :** $\sigma_i = 14.53MPa$

On résume les résultats ci dessus dans le tableau suivant :

	σ'_A	σ'_M
A la mise en tension	12.14	9.46
en service	12.06	14.53
Moyenne	12.1	12

Tableau.VII.33

$$\sigma'_m = \frac{12.1+12}{2} = 12.05MPa$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.94MPa.$$

$$\Delta f = \frac{33.4}{2} \times \frac{12.05}{12102.94} = 0.016m = 1.6cm$$

4)Déplacement du a la variation de température :

$$\Delta t = \Delta L \times \frac{L}{2}$$

$\Delta L = \pm 2 \times 10^{-4}$ pour variation de température de $\pm 20^\circ c$ pour chaque appui.

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \cdot \frac{33.4}{2}$$

$$\Delta t = \pm 0.334cm$$

- **Déplacement total :**

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3}(\Delta B + \Delta r + \Delta f) + \Delta t = \frac{2}{3}(0.97 + 0.334 + 1.6) + 0.334$$

$$\Delta_{\max} = 2.26cm$$

Chapitre VIII : FERRAILLAGE DE TABLIER

VIII.1-Ferrailage de la poutre :

1. Armatures longitudinales :

• Détermination de hauteur tendue :

la contrainte de maximale est donnée par l'étape 1,

$$\sigma_s = 11,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 6.53 \text{ MPa}$$

$$h_t = \frac{h}{1 + \sigma_s / \sigma_i} = 54.32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la poutre .

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : surface du béton tendu (m^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_{tj} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section.

$f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$: la résultante des efforts de traction

h_t : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad (\text{BPEL article 6.1.3.1})$$

Dans notre cas : $\sigma_{Bt} = 6.53 \text{ MPa}$, $B_t = 0.02633 \text{ m}^2$

$$N_{Bt} = 0.5 h_t * \sigma_{Bt} = 0.5 * 0.543 * 6.53 = 1.77 \text{ MN}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $A_s = 21.23 \text{ cm}^2$

On prendra **6 HA20+2HA16** avec une section nominale de **22.87 cm²**

1-Armatures de peau : (Article 6.1.31 BPEL 91).

2.1-Longitudinale:

Pour les armatures de peau on prend $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de périmètre de section et si

$A / B > 0,1 \%$.

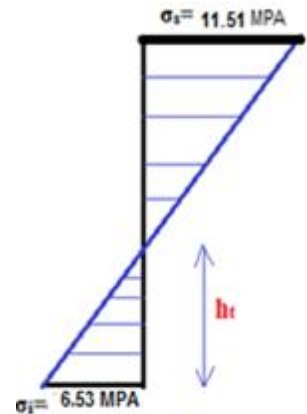
$$A_{pl} = 3 \times ((1.5 + 0,25) \times 2) = 10.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{pl} / B = 10.5 / 5200.2 = 0,20\%.$$

Soit **8 HA14=12.32 cm²** réparties sur le périmètre de L'âme.

2.2-Transversales:

$2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le périmètre de l'âme. On choisit des cadres, façonnés avec **4 cadres de HA8 / Ml**



• **Minimum d'armatures transversales :**

L'écartement maximal entre les armatures transversales:

$$S_t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot h \\ 3 \cdot b \\ 1,00 \text{ m} \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 1,5 = 1,20 \\ 3 \times 0,5 = 1,50 \\ 1,00 \end{array} \right\} \leq 1,00 \text{ m}$$

On prendra par exemple un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40cm au centre.

$$\text{Contrainte: } \frac{A_t}{b_r \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times \left(\tau_u - 0,14 \times f_{cj}^{1/2} \right)}{0,9 \times f_e}$$

Avec: br = largeur réduite (BPEL 91 modifié 97)

$$b_r = (25 - 8 \times 1) = 17\text{cm}$$

diamètre d'une gaine de précontrainte: 8 cm .

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{BAEL 91})$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{cj} = f_{c7} = 21.65 \text{ MPa en phase de construction.}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa en phase d'utilisation.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{1.064}{(0.25 \times 0,9 \times 1.5)} = 2.15 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq b_r \times S_t \times \frac{\gamma_s \times \left(\tau_u - 0,14 \times f_{cj}^{1/2} \right)}{0,9 \times f_e} \geq 0.17 \times 0.10 \times \frac{1.15 \times \left(3.15 - 0,14 \times 21.65^{1/2} \right)}{0,9 \times 400} \geq 0.8 \text{ cm}^2$$

On choisit les cadres de HA10 espacés de 10cm à l'about jusqu'à 40cm au centre.

a) Les cadres du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\overline{\sigma}_{28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

Soit c=3 cm: l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre

$$\frac{\overline{W}_t}{t} = c \frac{\overline{\sigma}_{28}}{\sigma_{cn}} \times 100 = 5 \times \frac{21}{348} \times 100 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4 cadres HA8/ml**. On fixe l'espacement $S_t = 15$ cm à l'about et à 20cm en travée.

b) Armatures supérieures de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

* Le poids propre : $q_1 = 0.0618 \times 2.5 = 0.1545 \text{ t/ml}$

* Le béton frais hourdis : $q_2 = [0.25 \times 0.75] \times 2.5 = 0.47 \text{ t/ml}$

* Une surcharge de 450 kg/m² (fascicule 61 titre2) provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_3 = 0.45 \times 75.00 = 0,34 \text{ t/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.96t / ml$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$\text{Le moment est : } M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0.96 \times 0.515^2}{2} = 0,127t.m/ml.$$

$$D'où : A_s = (M / z.\sigma_s)$$

$$Z=0.9d=0.9 \times 0.12=0.108m \quad ; \quad \sigma_s=348MPa$$

$$A_s = 0,34cm^2.$$

On prend les **HA8** tous les 1m.

VIII.1.1-Etude de la zone d'about :

L'about de la poutre est soumis a des efforts très importants dus a l'application des force de précontraintes dans les zones d'ancrages et a la transmission des réactions a l'appui.

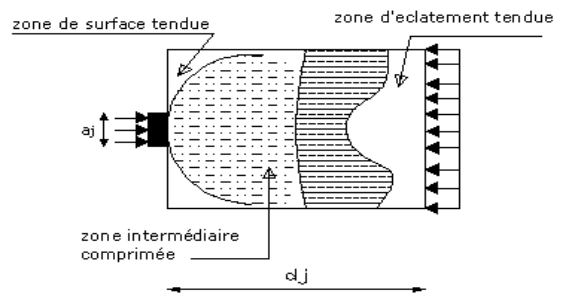
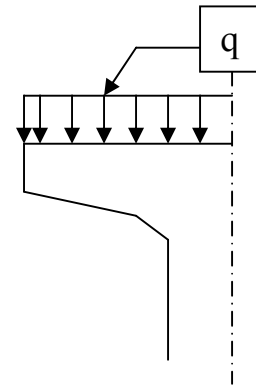


Fig :8.2

1 - Justification dans la zone de régularisation :

• Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S_a , il y lieu de disposer une section d'acier:

$$A_s = 0,04 \max (F_{j0}) / \sigma_{s \text{ lim}} .$$

Avec :

F_{j0} : représente la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié.

$$\sigma_{s \text{ lim}} = (2/3) f_e = 266.7MPa.$$

$$F_{j0} = 2.362MN.$$

$$\text{Donc : } A_s = 0,04 \times 2.362 / 266.70 = 3.53cm^2.$$

Plan vertical : Soit un cadre de HA16 pour $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal : Soit un cadre de **HA16** pour $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

• Effet d'éclatement :

1-Ferraillage d'éclatement

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_i = 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i} \right) F_{j0} .$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \sigma_{s \text{ lim}}}$$

Le coefficient K_j prend les valeurs : $K_j = 1$; si j est un niveau extrême.

$K_j = 1,5$; si j est un niveau intermédiaire.

d_j : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j

a_j : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à ce niveau j .

$$R_j = 0,25(1 - 22/60)2.36 = 0.37MN.$$

$$A_{ej} = 0.37 / (1 \times 266.70) = 14.01 \text{ cm}^2.$$

On dispose, en définitif, une section d'aciers transversale sur une zone de longueur égale à $\max(d_j)$ en aval de S_a .

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 14.01 \text{ cm}^2 \\ 0,15 (\max(F_{j0}) / \sigma_{s \text{ lim}}) \end{array} \right. \rightarrow 13,27 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 14.01 \text{ cm}^2.$$

Plan vertical : Soit 4 cadres de HA16 pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$.

Plan horizontal : Soit 4 cadres de HA16 pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

2-Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_{j0}}{bd_j}.$$

d_j : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j

a_j : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à ce niveau j .

F_{j0} : force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j .

$$a = 22 \text{ cm}.$$

$$d_1 = 2 \inf(c, c') = 2 \inf(92.4 ; 57.6) = 115.2 \text{ cm}.$$

$$d_2 = 2 \inf(c, c') = 2 \inf(42.4 ; 107.6) = 84.8 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{te1} = 0,5(1 - 0,22/1.152) (2.36/0,5 \times 1.152) = 1.65 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{te2} = 0,5(1 - 0,22/0.848) (2.36/0,5 \times 0.844) = 2.07 \text{ MPa}.$$

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPa} \rightarrow 2/3 f_{c14} = 19.94 \text{ MPa}.$$

$$f_{t14} = 2.39 \text{ MPa} \rightarrow 1,25 f_{t14} = 3 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \sigma_{xmj} = F_{j0}/bd_j$$

$$\sigma_{xm1} = 4.1 \text{ MPa} \quad \sigma_{te1,2} \leq 2.07 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma_{xm2} = 5.56 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{xmj} = 5.56 \text{ MPa} < 19.94 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

❖ - Justification vis-à-vis de l'équilibre générale de diffusion :

• Justification des contraintes tangentielles :

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure : $\tau_d = 2 \frac{V_x}{b l_r}$

Avec : V_x : effort tranchant dans la position x et $l_r = h_t/4 = 37.5 \text{ cm}$.

$\tau_{g \text{ max}} = (\tau_d + \tau)$. On doit vérifier que $\tau_{g \text{ max}}$ ne dépasse pas $1,5 f_{tj}$.

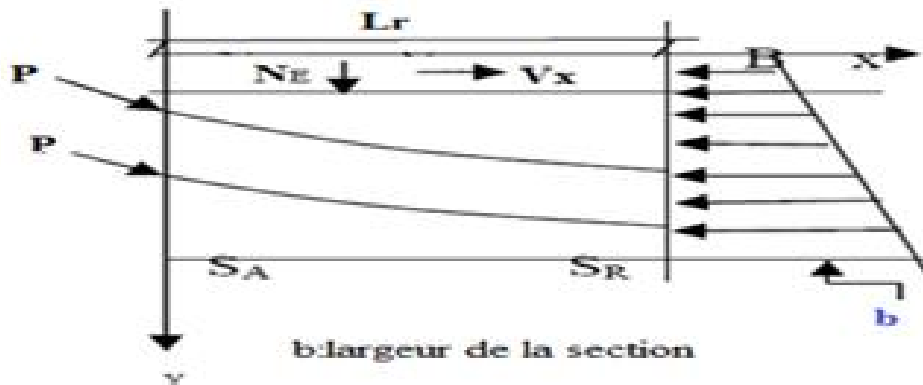


Fig 8.3.l'équilibre générale de diffusion

$\tau_{g\max} = (\tau_d + \tau_r)$. On doit vérifier que $\tau_{g\max}$ ne dépasse pas $1,5 f_{tj}$

$V_x = P_x - X$ tel que:

$P_x = l'$ effort provoqué par la précontrainte = $P \cos \alpha_i = 4.64 \text{ MN}$

$X = \int \sigma(p_j) b \cdot dy$

Avec $b = 0.3 \text{ m}$ et $h = 1.5 \text{ m}$

• $\sigma(p_j) = \frac{P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{P_i \cos \alpha_i e_{i0}}{I_n} y$ (selon le diagramme de contrainte de compression)

Caractéristique nette de la section :

$$B_n = 0,81012 \text{ m}^2 ; I_n = 0,172218 \text{ m}^4$$

$$v'_n = 0,8122 \text{ m} ; v_n = 0,6878 \text{ m} ; e_{01} = -(v'_n - c_3)$$

on aura :

$$\sigma(p_j) = 9.16y + 5.72$$

$$\text{donc : } X = 0.3 \cdot \int (9.16y + 5.72) dy = 5.6 \text{ MN}$$

$$V_x = P_x - X = 4.64 - 5.6 = -0.96 \text{ MN}$$

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure : $\tau_d = 2 \frac{V_x}{b l_r}$

$$\tau_d = 2 * -0.96 / (0.3 * 1.5) = -4.26 \text{ MPA}$$

$$\tau_{g\max} = \tau_d + \tau_r = -4.26 + 2.07 = -2.2 \text{ MPA} < 1,5 f_t$$

• **Armatures d'équilibre général :**

$$V_x = 0.96 \text{ MN}$$

$$V_{xe\max} = V_{x\max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \tau_d} \right)^2 \right]$$

$$V_{xe\max} = 0.96 * (1 - (2.39 / 3 * 4.26)^2) = 0.92 \text{ MN}$$

V_{xe} : effort tranchant d'équilibre dans la position x.

$$\text{Alors la section totale : } A_C = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\sigma_{s\lim}}$$

N_{tc} : effort normal au niveau où $|V_{xe}|$ égale à $|V_{xe}|_{\max}$.

$$V_{xe} = 25,22 [1 - (229,18 / 3 * 252,21)^2] = 22,90 \text{ t}$$

$$A_c = [22,9 - 220,2(\cos 2,98 + \cos 7,13)/26670] = 15,58\text{cm}^2.$$

$A_s + A_e = 15,68 > A_c = 15,58\text{cm}^2$. Donc aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

-Vérification de la contrainte normale dans la plaque :

Section de la plaque : $22 \times 22 = 484\text{cm}^2$.

Section de la gaine : 50.26 cm^2 .

Section nette 433.73cm^2 .

$$\sigma = P/S = 2.362/0.0433 = 54.54\text{MPa}.$$

$$\sigma = 54.54\text{MPa} < \sigma_{\text{lim}} = 2/3 \times 400 = 266.7 \text{ MPa}$$

c'est Vérifiée

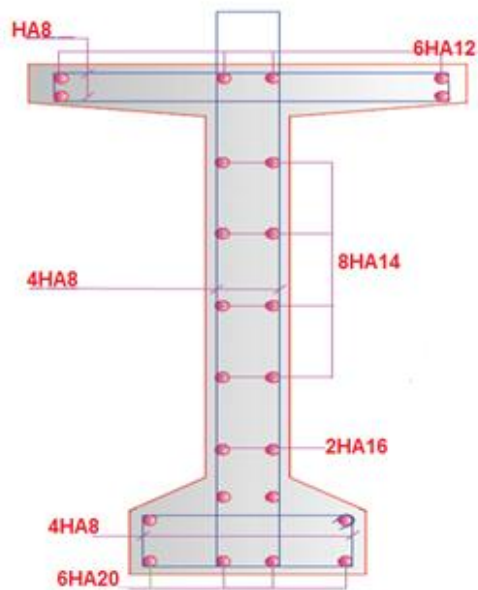


Fig 8.4.Ferrailage de la poutre

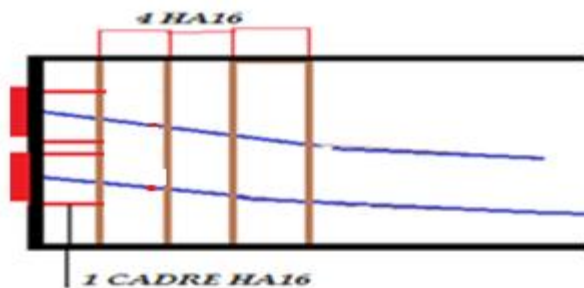


Fig 8.5.Ferrailage de la zone de régularisation

VIII_2 -Etude de la dalle ;

VIII.2.1-INTRODUCTION :

La dalle (hourdis) d'un pont est constituée d'une dalle en béton armé coulé sur place, son rôle est d'assurer deux fonctions :

- L'entretoisement.(joue le rôle des entretoises)
- La transmission des charges aux poutres.

L'étude de l'hourdis se résume en :

- L'étude de la flexion transversale.
- L'étude de la flexion locale.

VIII-2.2-ÉTUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE :

Le tableau suivant donne le coefficient μ_0 pour $\theta = 0,529$

y/e	(-b)	(-3b/4)	(-b/2)	(-b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-1928,13	-1005,17	-54,499	977,748	2146,88	977,748	-54,499	-1005,17	-1928,13
b/4	-1282,46	-755,726	-210,014	393,716	1100,96	1944,764	423,907	-1006,24	-2403,55
b/2	-652,02	-416,704	-171,533	104,487	437,714	851,237	1354,345	-570,17	-2464,4
3b/4	-182,789	-123,899	-62,2	8,434	96,0916	208,618	350,847	520,961	-1793,4
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau VIII.1

Le tableau suivant donne le coefficient μ_1 pour $\theta = 0,529$

y/e	(-b)	(-3b/4)	(-b/2)	(-b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-664,76	-449,392	-148,66	365,652	1303,05	365,652	-148,657	-449,392	-664,764
b/4	-541,26	-448,279	-314,59	-72,558	393,775	1283,13	285,923	-315,145	-751,642
b/2	-397,43	-368,28	-322,82	-228,712	-26,48	389,004	1200,367	72,55	-753,254
3b/4	-226,34	-224,756	-219,05	-197,384	-136,32	10,689	320,63	931,93	-566,927
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau VIII.2

Calcul de μ_α :

$$0,1 < \theta = 0,529 \lesssim 1 \quad \alpha = 0,196$$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 + \mu_0) \alpha^{0.5}$$

• Le tableau suivant donne le coefficient μ_α pour $\theta = 0,529$

y/e	(-b)	(-3b/4)	(-b/2)	(-b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-1438,8	-789,921	-90,966	740,684	1820,07	740,684	-90,9668	-789,921	-1438,83
b/4	-995,39	-636,652	-250,52	213,129	827,065	1688,51	370,466	-738,585	-1763,77
b/2	-553,42	-397,949	-230,13	-24,56	257,932	672,215	1294,71	-321,247	-1801,67
3b/4	-199,66	-162,961	-122,95	-71,278	6,0802	131,96	339,144	680,129	-1318,44
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau VIII.3

A partir du tableau de μ_α , on trace les lignes d'influences pour les différentes positions de Y, après on détermine les valeurs maximales positives et négatives de μ_α pour les différents types de chargements.

Pour chaque position de Y on élabore un tableau donnant les valeurs de μ_α positive et négatives.

Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

		Y = 0,00b		Y = b / 4		Y = b / 2		Y = 3b / 4	
surcharges		μ_α^+	μ_α^-	μ_α^+	μ_α^-	μ_α^+	μ_α^-	μ_α^+	μ_α^-
		10 ⁻⁴	10-avr	10-avr	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	10-avr	10 ⁻⁴	10-avr
A(L)	1voie	1061,51	/	966,29	47,37	683,59	95,8	254,12	877,79
	2 voies	440,06	/	404,77	/	293,8	/	81,17	/
Bc	1 file	934	/	1061,5	153,5	452,8	185,9	351,9	111,1
	2 files	818	/	614,5	/	347,17	/	178,67	/
Bt	1tandem	934	/	1061,5	53	573,25	140,75	302,95	99,4
	2 tande	625,5	/	449,75	/	312	/	126,9	/
Br		1820	/	1688,5	/	1294,7	/	356,6	/
M _{c12}		908,98	/	822,47	/	563,53	/	130,38	/
D ₂₄₀		1120,77	/	870,48	/	306,4	/	24	/
Trottoir		/	1020,2	/	1111,15	/	819,91	/	221,61

Tableau VIII.4

VIII 2-3-Calcul du moment transversal :

On calcul les moments M_Y^+ et M_Y^- suivant les différents cas de surcharge réglementaire donné par le fascicule 61

❖ Cas de charge uniformément répartie :

C'est le cas des charges A et des trottoirs.

$$M_Y = \frac{3}{1} \mu_\alpha \cdot \frac{4q}{\pi} \cdot b \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

On développe cette série de fourrier au 3^{eme} terme à $x=L/2$ on obtient :

$$M_Y = \frac{4qb}{\pi} \mu_\alpha \cdot 10^{-4}$$

*Cas de charge uniformément répartie sur une longueur 2C :

Cas des charges M_{C120} et D₂₄₀.

$$M_Y = \frac{4Pb}{\pi} \mu_\alpha \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot c}{L}\right) \cdot 10^{-4}$$

❖ Cas de charges concentrées :

Système de charge B

$$M_Y = \frac{2b}{1} \cdot \sum p_i \cdot \sin\left(\frac{\pi d_i}{L}\right) \cdot \mu_\alpha$$

Remarque:

Les systèmes B_C et B_t sont multiplies par les coefficients b_c et b_t successivement.

Les résultats du calcul sont résume dans le tableau suivant.

surcharge		M_0	$Y = 0,00b$		$Y = b / 4$		$Y = b / 2$		$Y = 3b / 4$	
			M_{y^+}	M_{y^-}	M_{y^+}	M_{y^-}	M_{y^+}	M_{y^-}	M_{y^+}	M_{y^-}
A(l)	1 voie	7,76	0,8237	/	0,7498	0,0368	0,5305	0,074	0,197	0,68
	2 voies	15,52	0,6829	/	0,6282	/	0,456	/	0,126	/
Bc	1 file	10,25	0,957	/	1,088	0,157	0,464	0,19	0,36	0,11
	2 files	19,064	1,559	/	1,171	/	0,661	/	0,34	/
Br	1tandem	5,51	0,514	/	0,584	0,029	0,315	0,077	0,166	0,05
	2tandems	11,116	0,695	/	0,499	/	0,346	/	0,141	/
Br		3,435	0,625	/	0,579	/	0,447	/	0,122	/
M_{c120}		38,148	3,467	/	3,137	/	2,149	/	0,497	/
D₂₄₀		66,25	7,824	/	5,7669	/	2,0299	/	0,159	/
Trottoir		0,93	/	0,095	/	0,1033	/	0,076	/	0,02

Tableau VIII.5

Moment positif maximum est donné par le convoi D240 pour la position $y = 0,00b$

$$M_{y^+} = 7,824 \text{ (t.m/ml)}$$

Et le moment négatif maximum est donné par le système de charge A(L) pour la position $y=3b/4$

$$M_{y^-} = 0,682 \text{ (t.m/ml)}$$

VIII-3 Étude de la flexion localisée :

Pour l'étude de la flexion localisée, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre cotés, ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telle section des poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres. mais il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la dalle se calculent en les supposant limitées au rectangle formé par les poutres et les entretoises et simplement appuyées sur celles-ci. Ces moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

• VIII-3-1-Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

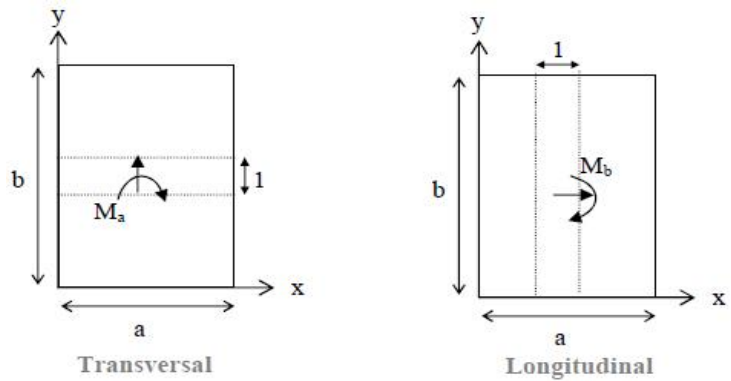


FIGURE 8.6 Moment fléchissant

Pour le calcul des moments dus aux surcharges, les abaques donnent directement les moments en fonction de E , a et b

Avec :

- E : hauteur de répartition
- a : petite portée « lx »
- b: grandes portée « ly »

➤ **Calcul de E** :la hauteur de répartition :

$$E = (\text{épaisseur de la chaussée} \times 3/4) + (\text{épaisseur de la dalle} / 2) = \frac{3}{4} \times (7) + \frac{1}{2} \times (25) = 17.75 \text{ cm}$$

Détermination de a et b :

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

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

Charges permanentes :

Poids propre de l'hourdis :

$$0,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ t/m}^2$$

➤ **Poids propre de revêtement :**

$$0,07 \times 2,2 = 0,154 \text{ t/m}^2$$

➤ **Poids total :**

$$0,78 \times 33,4 \times 1,5 = 39,08 \text{ t}$$

VIII-3-2-Moments dus au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de PIGEAUD (document SETRA), l'abaque donne la fonction M1 obtenue avec l'argument

$$\rho = \frac{a}{b} (a < b) \text{ et la fonction M2 obtenue avec l'argument inverse } \dots \dots \dots \rho' = \frac{b}{a}$$

$$\left. \begin{aligned} M_a &= (M1 + \nu M2) P \\ M_b &= (M1 + \nu M2) P \end{aligned} \right\}$$

ν est le coefficient de poisson qui est égale à 0,15 pour le béton armé et 0.2 pour le béton précontraint.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{33,4} = 0,045 \text{ (Le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée } l_x)$$

$$\rho' = 22,22 \text{ (le panneau travaille dans un seul sens, celui de la petite portée)}$$

• **Moment longitudinal :**

$$\rho = 0,045 \Rightarrow M1 = 0,0055$$

$$\rho' = 22,22 \Rightarrow M2 = 0,008$$

$$M_b = (0,0055 + 0,15 \times 0,008) 39,08 = 0,262 \text{ t.m / ml}$$

En travée :

$$\text{Moment longitudinal réduit est : } 0,8 M_b = 0,21 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M_b \text{ réduit} = - 0,5 M_b = - 0,131 \text{ t.m/ml}$$

• **Moment transversal :**

$$M_a = (0,008 + 0,15 \times 0,0055) 39,08 = 0,364 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$M_a \text{ réduit} = 0,291 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M_a \text{ réduit} = - 0,182 \text{ t.m/ml}$$

VIII-3-3-Moments dus aux surcharges :

A. Moments dus aux surcharges A(L) :

$$A(l) \text{ max} = 1,023 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,023 \times 1,5 \times 33,4 = 51,25 \text{ t}$$

Moment longitudinal :

$$M_b = (0,0055 + 0,15 \times 0,008) 51,25 = 0,344 \text{ t.m / ml}$$

En travée :

$$\text{Moment longitudinal réduit est : } 0,8 M_b = 0,275 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M_b \text{ réduit} = - 0,5 M_b = - 0,172 \text{ t.m/ml}$$

• **Moment transversal :**

$$M_a = (0,008 + 0,15 \times 0,0055) 51,25 = 0,452 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$M_a \text{ réduit} = 0,362 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M_a \text{ réduit} = - 0,226 \text{ t.m/ml}$$

B. Moments dus aux surcharges Bc :

$L = \inf. [\text{sup (entre axe des poutres de rive, longueur roulable) ; portée de la poutre}]$

$L = \inf [\text{sup (9 ; 8) ; 33,4}]$ d'où : $L = 8 \text{ m}$

Impact: $0,25 \times 0,25$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 8 \text{ m}$

Poids propre de l'hourdis : $0,25 \times 8^2 \times 2,5 = 40 \text{ t}$

Poids propre de revêtement : $0,07 \times 8^2 \times 2,2 = 9,856 \text{ t}$

Poids propre de la superstructure : $21,45 \text{ t}$

$$\sum G = 71,3 \text{ t}$$

S : surcharge maximales : $2 \times 30 = 60t$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1+0,2l)} + \frac{0,6}{(1+4\frac{G}{S})} = 1,458$$

• **Moment longitudinal :**

Les abaques de THENOZ donnent les moments pour les valeurs de $a \geq 2$ m et nous avons dans notre cas $a=1,5$ m qui ne figure pas dans les abaques on prend $a = 2$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,1775 \\ a = 2 \text{ m} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 25 \text{ M} = 1,280 \text{ t.m/ml} \\ b = \text{infini (33.4m)} \end{array} \right.$$

$$M_b = M \times bc \times \delta \times 1,2 \times 0,8 = 1,28 \times 1,458 \times 1,5 \times 0,8 \times 1,1 = 2.687 \text{ t.m/ml}$$

• **Moment transversal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,1775 \\ a = 2 \text{ m} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 9 \text{ M} = 2,51 \text{ t.m/ml} \\ b = \text{infini (33.4m)} \end{array} \right.$$

$$M_a = M \times bc \times \delta \times 1,2 \times 0,8 = 2,51 \times 1,5 \times 1,458 \times 0,8 \times 1,1 = 4.83 \text{ t.m /ml}$$

C. Moments dus aux surcharges Bt :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1+0,2l)} + \frac{0,6}{(1+4\frac{G}{S})} = 1,369$$

• **Moment longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,1775 \\ A = 2 \text{ m} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 15 \text{ M} = 1,1 \text{ t.m/ml} \\ b = \text{infini (33.4m)} \end{array} \right.$$

$$M_b = M \times bt \times \delta \times 0,8 \times 1,2 = 1,1 \times 1,5 \times 1,369 \times 1 \times 0,8 = 1,807 \text{ t.m/ml}$$

• **Moment transversal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,1775 \\ A = 2 \text{ m} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 10 \text{ M} = 2,34 \text{ t.m/ml} \\ b = \text{infini (33.4m)} \end{array} \right.$$

$$M_a = M \times bc \times \delta \times 1,2 \times 0,8 = 2,34 \times 1 \times 1,369 \times 0,8 \times 1,5 = 3.84 \text{ t.m /ml}$$

D. Moments dus aux surcharges Mc120 :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1+0,2l)} + \frac{0,6}{(1+4\frac{G}{S})} = 1,219$$

• **Moment transversal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,1775 \\ A = 2 \text{ m} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 35 \text{ M} = 2,85 \text{ t.m/ml} \\ b = \text{infini (33.4m)} \end{array} \right.$$

$$M_a = M \times \delta \times 0,8 = 2,85 \times 1,219 \times 0,8 = 2,779 \text{ t.m /ml}$$

E. Moments dus aux surcharges D240 :

Le convoi D240 est une charge uniformément répartie sur un rectangle (UxV) au milieu de

la dalle

$$U = a + 2 E = 1,5 + 2 \times 0,1775 = 1.855 \text{ m}$$

$$V = b + 2 E = 18,6 + 2 \times 0,1775 = 18.955 \text{ m}$$

$$\frac{u}{a} = 1.24 \quad ; \quad \frac{v}{b} = 0,57; \quad \frac{v}{a} = 12.64$$

• **Moment transversal**

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1,5}{18.6} = 0,08$$

$$M1 = 0,038$$

$$M2 = 0,001$$

$$P = 4.03 \times 18.955 \times 1.855 = 141.7 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = (M1 + 0,15 M2) \times P \times 0,8 = 4.31 \text{ t.m/ml}$$

• **Moment longitudinal :**

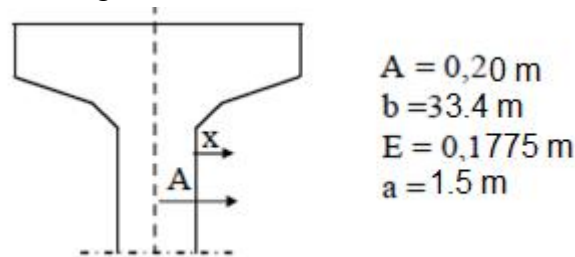
$$M_b = (M2 + 0,15 M1) \times P \times 0,8$$

$$M_b = 0,9494 \text{ t.m/ml}$$

- **VIII-3-4-Moment de continuité sur appui :**

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussée ; on considère les cas de charges symétrique par rapport aux appuis de la dalle qui sont les poutres principales, les abaques utilisées dans les documents SETRA déterminant les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encastré de la Dalle ; par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction de :

- L'épaisseur E ($\frac{1}{2}$ épaisseur de la dalle + $\frac{3}{4}$ épaisseur de la chaussée) ;
- Demi largeur 'A' de l'appui constitué par une poutre principale, 'A' est la demi-largeur de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessinée à 45°.
- Les dimensions : a et b de la dalle, b est parallèle à l'axe de l'ouvrage, et a Perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.



$$\begin{aligned} A &= 0,20 \text{ m} \\ b &= 33.4 \text{ m} \\ E &= 0,1775 \text{ m} \\ a &= 1.5 \text{ m} \end{aligned}$$

FIGURE 8.7:

• **Moment de continuité sur poutre M_{cp} :**

On note pour un pont de 1ère classe, les cas de charge les plus défavorables sont les systèmes Bc et Mc120

$$\tan 45^\circ = \frac{7.5}{x}, \quad x = 10 \text{ cm} \quad \text{donc : } A = 12,5 + 7.5 = 20 \text{ cm}$$

A. Système Bc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \text{infini (33.4m)} \\ a = 2 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{abaque N 15 d'où : } M \text{ 1.460 t.m/ml}$$

$$E = 0,1775$$

$$A = 20 \text{ cm}$$

$$M_p = 1,46 \times 1,5 \times 1,1 \times 1,458 = 2.4 \text{ t.m/ml}$$

B .Système Mc120 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \text{infini (33.4m)} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,1775 \\ A = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{abaque N 15 d'où : } M \text{ 2.1500 t.m/ml}$$

$$M_p = 2.15 \times 1,219 = 2,62 \text{ t.m/ml}$$

Le système Mc120 est le cas le plus défavorable (SETRA bulletin technique N°1)

❖ Récapitulation des moments

❖ Flexion générale :

$$\text{Moment en travée : } M_y^+ = 7,824 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_y^- = 0,682 \text{ t.m/ml}$$

❖ Flexion localisée :

1-Charges permanentes

- Moment transversal

- Moment en travée $M_1 = 0,291 \text{ t.m/ml}$

- Moment sur appui $M_2 = 0.182 \text{ t.m/ml}$

- Moment longitudinal

- Moment en travée $M_1 = 0,21 \text{ t.m/ml}$

- Moment sur appui $M_2 = 0,131 \text{ t.m/ml}$

2-Surcharge :

- Moment transversal

$$\text{Moment en travée } M = 4.83 \text{ t.m/ml}$$

- Moment longitudinal

- Moment en travée $M = 0.95 \text{ t.m/ml}$

- Moment de continuité

$$\text{Moment de continuité } M_{cn} = 2,62 \text{ t.m/ml}$$

3. Moments maximums

- Transversalement

- Moment en travée $M_{max} = 7,824 + 4.83 + 0,291 = 12.94 \text{ t.m/ml}$

- Moment sur appui $M_{max} = 0,182 + 0,682 + 2,62 = 3,484 \text{ t.m/ml}$

- Longitudinalement

- Moment en travée $M_{max} = 0.21 + 0,95 = 1,16 \text{ t.m/ml}$

- Moment sur appui $M_{max} = 0,131 + 2,62 = 2,751 \text{ t.m/ml}$

VIII-4-Étude de l'effort tranchant :

VIII-4-1- Charge(P) uniformément répartie sur toute la surface de la dalle

a) Poids propre

Le poids propre est une charge répartie de P pour le calcul de l'effort tranchant. On a deux formules qui expriment les valeurs de cet effort par unité de longueur ces formules sont données par :

- au milieu du petit coté :

$$T_a = \frac{P}{3b}$$

- au milieu du grand coté :

$$T_b = \frac{P}{2b+a}$$

Alors on a $P = 33.4 \times 1,5 (2,5 \times 0,25 + 2,2 \times 0,07) = 39.03 \text{ t}$

Effort tranchant par unité de longueur est donc :

$$T_a = \frac{39.03}{3 \times 33.4} = 0,4 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_b = \frac{39.03}{66.8 + 1.5} = 0,57 \text{ t/ml}$$

b) surcharge A(L) :

$$A(L) = 1,023 \text{ t/m}^2$$

$$P = A(L) \times 33.4 \times 1,5 = 51.25 \text{ t}$$

$$T_a = \frac{51.25}{3.33.4} = 0,51 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_b = \frac{51.25}{66.8 + 1,5} = 0,75 \text{ t/ml}$$

VIII-4-2- Charge(P) uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle

Le rectangle de dimension U et V

Si $u > v$

$$\text{Au milieu de } u : T_u = \frac{P}{2u+v}$$

$$\text{Au milieu de } v : T_v = \frac{P}{3u}$$

Si $u < v$

$$\text{Au milieu de } u : T_u = \frac{P}{3v}$$

$$\text{Au milieu de } v : T_v = \frac{P}{2v+u}$$

a) Roue isolée

$$P = 10 \text{ t} \left\{ \begin{array}{l} \text{Impact réel } u \times v = 0,3 \times 0,6 \text{ m}^2 \\ \text{Impact diffusé } U = u + 2E = 0,3 + 2 \times 0,1775 = 0,655 \text{ m} \\ \quad \quad \quad V = v + 2E = 0,6 + 2 \times 0,1775 = 0,955 \text{ m} \end{array} \right.$$

$U < V$

$$T_U = \frac{P}{3v} = 3,49 \text{ t/ml}$$

$$T_V = \frac{P}{2v+u} = 3,89 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est :

$$\delta = 1,182$$

$$T_U = 3,49 \times 1,182 = 4,125 \text{ t/ml}$$

$$T_V = 3,89 \times 1,182 = 4,608 \text{ t/ml}$$

b) MC120

$$P = 110 \text{ t} \begin{cases} \text{Impact réel } u \times v = 1 \times 6,1 \text{ m}^2 \\ \text{Impact diffusé } U = u + 2E = 1 + 2 \times 0,1775 = 1,355 \text{ m} \\ V = v + 2E = 6,1 + 2 \times 0,185 = 6,455 \text{ m} \end{cases}$$

$$U < V$$

$$TU = \frac{P/2}{3v} = 2,84 \text{ t/ml}$$

$$TV = \frac{P/2}{2v+u} = 3,86 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est :

$$\delta = 1,219$$

$$TU = 2,84 \times 1,219 = 3,46 \text{ t/ml}$$

$$TV = 3,86 \times 1,219 = 4,71 \text{ t/ml}$$

C) Convoi D240 :

$$P = 240 \text{ t} \begin{cases} \text{Impact réel } u \times v = 1,2 \times 18,6 \text{ m}^2 \\ \text{Impact diffusé } U = u + 2E = 1,5 + 2 \times 0,1775 = 1,855 \text{ m} \\ V = v + 2E = 18,6 + 2 \times 0,1775 = 18,955 \end{cases}$$

$$U < V$$

$$TU = \frac{P \times (1,5/3,2)}{3v} = 1,98 \text{ t/ml}$$

$$TV = \frac{P \times (1,5/3,2)}{2v+u} = 2,83 \text{ t/ml}$$

On remarque que l'effort tranchant le plus défavorable est dû aux Br et MC120

• Effort tranchant total

$$T_a \text{ total} = T_a + T_S = 0,51 + 4,125 = 4,635 \text{ t/ml}$$

$$T_b \text{ total} = 0,75 + 4,71 = 5,46 \text{ t/ml}$$

VIII-5- Ferrailage du hourdis (BAEL) :**1- Armatures dans le sens transversal****a) En travée**

$$M_u = 10,86 \text{ t.m/ml}$$

- Ferrailage en flexion simple

Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = 225 \text{ cm} ; b = 1,00 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCOTEC donne :

$$A_s = 12,60 \text{ cm}^2$$

• Vérification de condition de non fragilité :

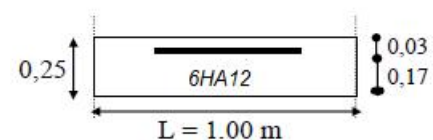
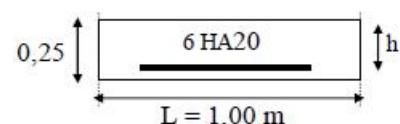
$$\frac{A_{min}}{b.d} : 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{2,7 \cdot 0,23 \cdot 1,0 \cdot 22}{500} = 2,73 \text{ cm}^2 \text{ (c'est vérifié).}$$

On prend les aciers 6 HA20 avec $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

b) sur appui

$$M_u = 3,244 \text{ t.m/ml}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCOTEC donne :



$$A_s = 3,50 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA14 avec $A_S = 9,24 \text{ cm}^2$

2- Armatures dans le sens longitudinal

a) En travée

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 1,715 \text{ t.m/ml}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne :

$$A_s = 2,00 \text{ cm}^2$$

• Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} : 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{2,7 \cdot 0,23 \cdot 1,0 \cdot 15}{500} = 1,863 \text{ cm}^2 \text{ (c'est vérifié).}$$

On prend 5HA 14 avec $A_S = 7,69 \text{ cm}^2$

b) sur appui

$$M_u = 2,544 \text{ t.m/ml}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne :

$$A_s = 2,98 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14 $A_S = 7,69 \text{ cm}^2$

5- Conclusion

a- Les armatures transversales

Fibre inférieure :

6 HA 20 espacée de 16,5 cm

Fibre supérieure :

6 HA 14 espacée de 16,5 cm

b- Les armatures longitudinales

Fibre inférieure :

5 HA 14 espacée de 20 cm

Fibre supérieure :

5 HA 12 espacée de 20 cm

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0,0465 / 1 \times 0,225 = 0,206 \text{ MPa.}$$

$$\tau^u = \min [5 \text{ MPa} ; 0,2 f_{c28} / 1,5] = 4.66 \text{ MPa. Pour les fissurations peu nuisibles.}$$

$\tau^u > \tau_u$ donc est Vérifié.

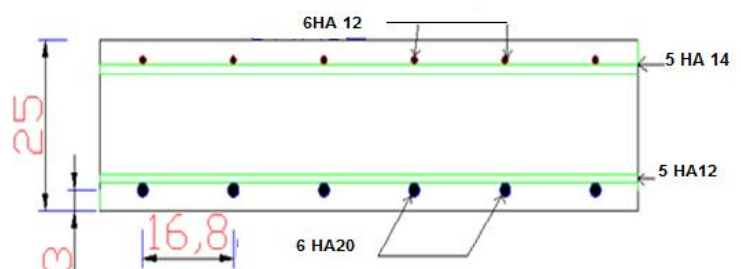
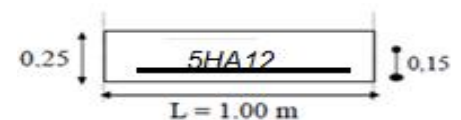
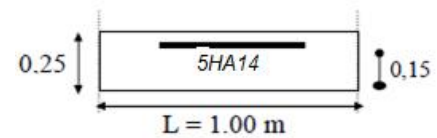


FIGURE 8.7: Schéma de ferrailage de la dalle

CHAPITRE IX : LES EQUIPEMENT DU PONT

IX .1.-les appareils d'appuis :

XI.1.1-Introduction :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et les rotations.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Pour notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté



Fig9.1 appareil d'appuis en élastomère fretté

IX.1.2- DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

IX-1-2-1- Aire de l'appareil d'appui :

Réactions max dues aux combinaisons : $G + D_{240}$, $R_{MAX} = 72.83 \text{ t}$

Selon le bulletin technique de SETRA.

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

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

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 150 Kg/cm^2

$$\sigma_{\max} = (R_{\max} / a b) < 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$a b > 0,7283/15 = 485.53 \text{ cm}^2$$

2) Détermination de la hauteur :

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations

verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

D'après le document **SETRA BT N04/1974** (recommandation vis-à-vis la distorsion)

$$\tau_H l \leq G \operatorname{tg} \gamma l = G \times U_1 / T \leq 0.5 \times G$$

τ_H : contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

G : module d'élasticité transversale

$$\tau_H = G \times \operatorname{tg} \gamma = G \cdot \frac{U_1}{T}$$

U_1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

$$\text{Avec : } U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f = 0.334 + 0.334 + 1.6 = 2.268 \text{ cm}$$

$$\text{Donc La condition à vérifier est : } T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

$$\text{Donc : } T \geq 22.68 / 0.5 = 45.36 \text{ mm on prend } T = 50 \text{ mm.}$$

3)-Dimension en plan de l'appareil :

La condition de non flambement :

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

$$5T \leq a \leq 10T \quad 250 \text{ mm} \leq a \leq 500 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \left\{ \begin{array}{l} a = 300 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

4) Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{t_i \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 220 \text{ Mpa (Acier E24-1: } e < 3 \text{ mm).}$$

$$t_i = 10 \text{ mm épaisseur d'acier}$$

$$\text{On prend : } t_s = 3 \text{ mm.}$$

Nous avons donc :

-3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$

4 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$

L'appui sera désigné par l'appellation : $n = t + t_s$ avec $t = 10 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc : $H_{\text{Total}} = 13 \times 4 = 52 \text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

300x 400 x 4 (13) mm.

5) Efforts horizontaux :

▪ Système A(l) :

L'effort de freinage correspond à la charge A(l) est égale à la fraction suivante :

$$F_A = P_A / (20 + 0,0035 S)$$

$$F_t = [1 / (20 + 0.0035 \times 233.8)] \times 238.47$$

$$F_t = 11.45t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$F = F_t / 2 \times 7 = 0.818 t$$

▪ Système B_c :

Le C.P.C autorise à un seul camion de se freiner = 30t

$$F = 30 / (2 \times 7) = 2.14t$$

-Effort due au vent :

On considère une pression de 250 kg/m² sur face frappée :

$$S = 33.4 \times (1.5 + 0.25 + 0.25) = 66.8m^2$$

$$H = 0.25 \times (66.8 / 2 \times 7) = 1.2 t$$

▪ Effort due au séisme :

$$\varepsilon_h = 0.2G \quad \text{horizontalement}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.06 G \quad \text{verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier : $G = 673.48t$

$$\varepsilon_h = 0.2 \times 673.48 = 134.48 t \quad \varepsilon_v = \pm 0.06 \times 673.48 = \pm 40.4 t$$

Donc :

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = 134.48 / 2 \times 7 = 9.60 t$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = \pm 40.4 / 2 \times 7 = \pm 2.88 t$$

6-Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\Delta_{\text{max}} = 2.26cm$$

Avec $\varepsilon = \Delta_{\text{max}}$

On a le moment d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu) = 83.33 \text{ t/m}^2$.E=1.2 Mpa

Et la hauteur nette de l'élastomère $T = 4cm$

Effort de longue durée :

$$F_\varepsilon = (G \times a \times b \times \varepsilon) / T$$

$$F_\varepsilon = 83.33 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.26 / 4$$

$$F_\varepsilon = 5.64 t.$$

7-Vérification des contraintes:

Sollicitation sous charges verticales :

✓ Contraintes de compression :

$$R_{\text{max}} = 72.83t$$

$$\sigma'_m = R_{\text{max}} / a \times b = 72.83 / 0.3 \times 0.4 = 6.7MPa < \sigma_1$$

σ_1 : contrainte de compression $\sigma_1 = 15\text{MPa}$

✓ **Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort :**

$$\tau_N = 1.5 \times \sigma' m / B$$

Avec :

B : coefficient de forme et c'est égale à :

$$B = \frac{a \times b}{2 \times 1 \times (a + b)} = (30 \times 40) / (2 \times 1 \times (30 + 40)) = 8.57$$

$$\tau_N = 1.5 \times 6.7 / 8.57 = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3 \times G = 3 \times 83.33 = 2.495 \text{ MPa}$$

$$\tau_N < \bar{\tau} \quad \text{c'est vérifié}$$

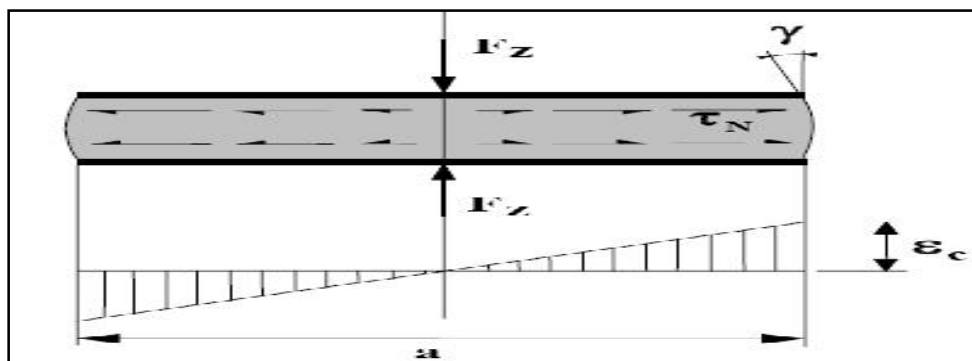


FIG XI.1-Effort d'appareille d'appui

✓ **Sollicitation due à un effort horizontal (déplacement) :**

▪ **Déformation linéaire :**

$$\tau_H = G \times \Delta_{\max} / T$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale (effort lent)

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 4 \text{ cm}$

$$\tau_{H1} = G \times \Delta_{\max} / T = 83.33 \times 2.26 / 4 = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$\text{tg } \gamma_1 = \Delta_{\max} / T < 0.7 \quad 0.038 / 4 = 0.0095 < 0.7 \quad \text{c'est vérifié}$$

▪ **Sous un effort dynamique (freinage):**

-Force de freinage dû au B_c :

$$F_{Bc} = 2.14t$$

Force de freinage due à B_c :

$$\tau_{H2} = F / a \times b = 2.14 / 0.3 \times 0.4 = 0.18 \text{ MPa}$$

$$U_2 = (F \times T) / (2 \times G \times a \times b) = (2.14 \times 0.04) / (2 \times 83.33 \times 0.3 \times 0.4) = 0.005 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \gamma_2 = U_2 / T = 0.005 / 4 = 0.00125 \quad \text{donc : } \gamma_2 = 0.00125 \text{ rad}$$

▪ **Déformation lente + rapide dues au freinage :**

$$\text{tg } \gamma = \text{tg } \gamma_1 + \text{tg } \gamma_2 = 0.0095 + 0.00125 = 0.011$$

$$\text{tg } \gamma = 0.011 < 0.7 \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.008 + 0.18 = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_H = 0.7 \times G = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_H < \bar{\tau}_H$$

c'est vérifiée

▪ **Sollicitation due à une rotation α_T :**

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0 .$$

Avec - α : Rotation calculée précédemment.

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir en compte des imperfections de pose :

$$\alpha_0 = 0.01 \text{rd}$$

$$\tau_\alpha = [(G \times a^2 / 2 \times n \times t^2) \times (\alpha + \alpha_0)] = 1$$

$$\tau_\alpha = [(83.33 \times 0.3^2 / 2 \times 7 \times 0.01^2) \times (0.014 + 0.01)] = 2.28 \text{MPa}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha \leq 5.41 \text{ G} = 4.51 \text{MPa}$$

▪ **Condition de non-soulèvement :**

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 0.01 - 0.014 = -0.004$$

$\alpha_0 = 0.01 \text{rd}$; rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de faute de pose s'il y a lieu.

$$\alpha = -0.004 \text{rd}$$

Dans ce cas on vérifie que :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{B} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m \min}{G}$$

$G = 83.33 \text{ t/m}^2$ module d'élasticité transversale

$t = 1 \text{cm}$ épaisseur d'un feuillet élémentaire

$B = 10$ coefficient de forme

$$\sigma_{\min} = 0.52 / 0.4 \times 25 = 5.2 \text{MPa}$$

$$\alpha_T \leq \frac{3}{10} \times \frac{0.01^2}{0.3^2} \times \frac{5.2}{0.8333} = 0.00118 \text{c'est vérifiée.}$$

▪ **Condition de non flambement :**

$$T \leq (a / 5) = 30 / 5 = 6 \text{cm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

▪ **Condition de non glissement :**

On vérifie $\sigma_{\min} > 0.020 \text{ t/m}^2$

σ_{\min} est due au poids propre de la poutre de rive

$$\sigma_{\min} = 4.86 \text{MPa} > 20 \text{MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$H < f \times R_{\min}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + (0.6 / \sigma_{\min})$$

$$f = 0.1 + (0.6 / 4.86) = 0.22$$

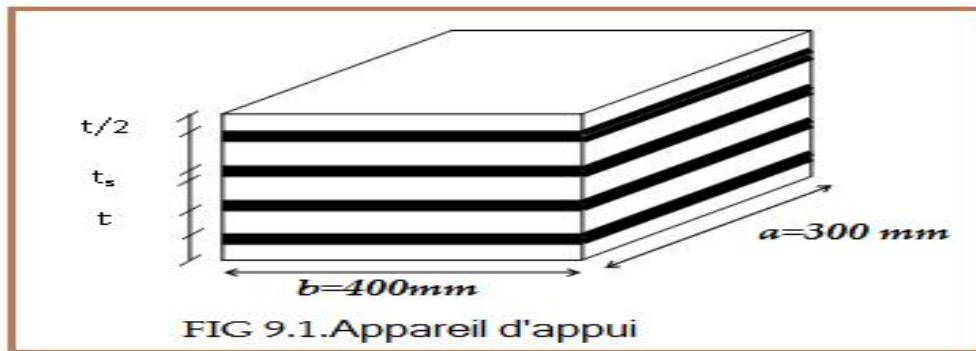
H_Δ : effort due au déplacement

$$H_\Delta = \varepsilon \times G \times a \times b / T = 2.26 \times 0.8333 \times 0.3 \times 0.4 / 4 = 0.036 \text{MN}$$

$$f \times R_{\min} = 0.22 \times 4.86 / 0.4 \times 0.3 = 0.107 \text{MN}$$

$$H_s = \varepsilon_H / 2 \times 7 = 134.48 / 2 \times 7 = 0.076 \text{MN}$$

$$H = H_\Delta + H_s = 0.056 + 0.096 = 0.112 < 0.107 = f \times R_{\min} \quad (\text{acceptable})$$



IX.2.DE D'APPUIS

IX.2-1.LES dimensions du dé d'appui:

$$a = 30 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}.$$

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} = 17.14 \text{ cm}$$

On prend :

$$H = 20 \text{ cm avec : } a_1 = 40 \text{ cm et } b_1 = 50 \text{ cm}.$$

(les hauteurs des dés d'appui sont variable pour avoir un dévers de 2%)

IX-2-2.Ferraillage de dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut Provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclateme

IX-2-3-Armatures de chaînage:

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25 \times R_{\max} = 18.1 \text{ t} = 0,145 \text{ MN}$

$$D'où: A_C = \frac{0,25 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = 5.2 \text{ cm}^2, \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} . \text{ On prend } \mathbf{4HA14} \text{ pour } A = 6.16 \text{ cm}^2$$

IX-2-4-Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures ; La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,125 R_{\max} = 9.05 \text{ t} = 0,0905 \text{ MN}$

$$A_p = \frac{0,125 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = 2.6 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{4HA 10} \text{ pour } A = 3.14 \text{ cm}^2$$

IX-2-4-Armatures de diffusion

a- Ferraillage de surface « frettes sup »

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_{fs} = \frac{0,04 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = 0,83 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{2 HA8} \text{ pour } A_{fs} = 1,01 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf »

Elles peuvent reprendre 10% de R max

$$A_{fi} = \frac{0,1 h_{max}}{s} = 2,07 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 5 \text{ HA8 pour } A_e = 2,51 \text{ cm}^2$$

IX-3-JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrages, en dépit de leur déplacement relatif dus à l'effet des écarts de température, au retrait, fluage, freinage, séisme et au glissement ou rotation, ils sont étudiés pour supporter des circulations lourdes et intenses.

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.
 - Résistance.
 - Etanche.



FIG.9.2.JOINT DE CHAUSSE

❖ Calcul du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée est fonction du déplacement maximum selon la condition suivante.

-le déplacement du aux variations linéaires (retrait, fluage, et température) et au freinage doit être $< w$

a)Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times t g \alpha$.

On accepte une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **3.0 cm**

b- Déplacement Max :

$\Delta_{Max} = 22.6 \text{ mm}$ à langue durée.

c) souffle sismique

$\varepsilon S = T H_s / G S$. avec $H_s = 9.6 \text{ t/appareil}$; $T=5.2\text{cm}$

Avec : $G = 100 \text{ t/m}^2$ module de déformation transversale pour des variations lentes.

$G = 160 \text{ t/m}^2$ pour des variations instantanées.

$\varepsilon S = 0,052 \times 9.6 / 160 \times 0,4 \times 0,3 = 0,026 \text{ m} = 2.6 \text{ cm}$.

- **Conclusion :**

Le souffle total est de 7.86 cm ; choisit un joint de chaussé de type FT100-Freyssinet.

IX.4.PLOT PARASISMIQUE :

Les plots parasismiques sont en béton armé, ils sont encastés au chevêtre au niveau des piles et sur mur frontal au niveau des culées, destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal ; leur conception consiste à :

- empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.
- une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieure ; avec Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique

Pour cela on choisit deux plots parasismiques qui prennent les Caractéristiques suivantes :

- une hauteur de 70cm.
- une section de 50x90cm.
- un espacement de 5cm par rapport à la poutre.

Efforts agissant sur le plot :

Le plot est soumis à un effort sismique horizontale égale au dixième de G .

G le poids propre du tablier qui revient à l'appui.

$G=673.48 \text{ t}$

$F_s = 0.1 \times G \times 1/2 = 33.67 \text{ t}$

h : la hauteur de plot. $e = 0,35\text{m}$.

$F_s =$ l'effort qui transmet à chaque plot.

$M = Q.e = 11.78 \text{ t.m}$

Le ferrailage se fait en flexion simple, avec logiciel (BAEL), donne une section d'acier :

$A_s = 6.12 \text{ cm}^2$. D'après le B.A.E.L on prend **5HA 14** = 7.7 cm^2

Pour l'armature transversale, On prend des cadres **HA10** espacés de 10 cm.

Pour la fibre comprimée on prend 5HA12 de 5.65 cm^2

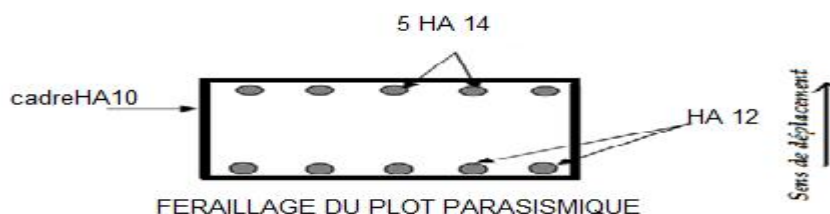


FIG9.3.FERRAILAGE DU PLOT PARASISMIQUE

CHAPITRE.X :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1- Etude de la culée

X.1.1-Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ensemble de la structure de l'ouvrage ; elle a pour rôle de relier le pont à la route ainsi la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le predimensionnement de la culée est au chapitre 2 ; le schéma suivant représente leur dimensions :

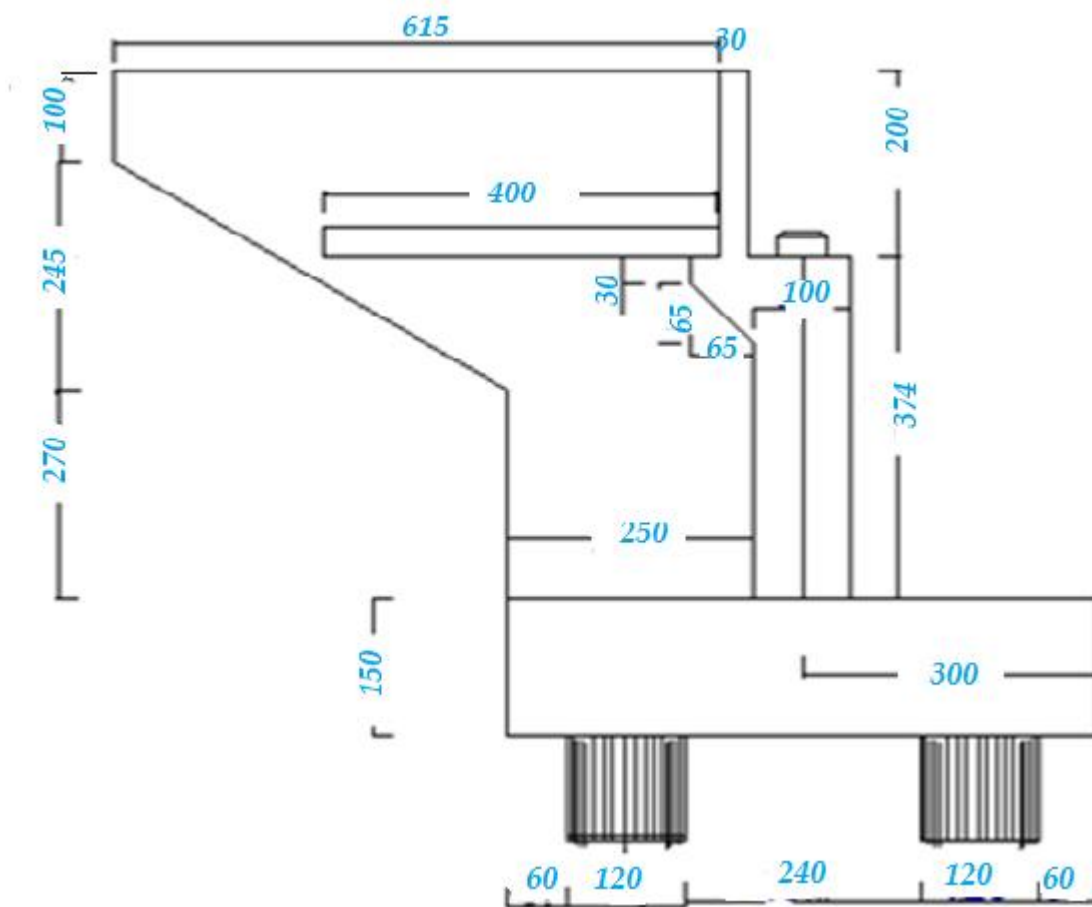


Fig :X.1./les dimensions de la culée.

- Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante: $H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation-épaisseur de la chaussée}$.

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1 (coté JIJEL)	Culée2(coté ACHOUATE)
Côte projet (m)	56.37	55.58
Côte TN (m)	52.54	50.94
Côte de la fondation (m)	49.13	48.34
Hauteur de la culée (m)	7.24	7.24

Tableau :X.1.implantation des culée

X.1.2-EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

a. Détermination du coefficient de poussée K_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\beta) \cos(\theta)}} \right)^2}$$

Avec : $\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$k = \sqrt{K_h^2 + (1 \pm k_v)^2}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V} \quad \rightarrow \quad \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{K_H}{1 \pm K_V} \right)$$

les coefficients de poussée pour les différents sont présentés dans le tableau ci-dessous

Désignation	k_H	k_V	κ	\square	k_{ah}
Condition sismique	0.20	0.06	1,07	10.68	0,40
	0.20	-0.06	0,96	12.01	0,39
Condition normale	0	0	1	0	0,27

TableauX.2 : Coefficient de poussées

b.calcul des sollicitations

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Désignation	P	P k _h	(1+k _v)P	V	H	M _R	M _S
Mur garde grève	C.N :2x0,3x10.2x2,5=15.3	0	15.3	6.24	0.7	0	10.71
	H + V ⁺	3.06	16.22	6.24	0.7	19.0944	11.354
	H + V ⁻	3.06	14.38	6.24	0.7	19.0944	10.066
Corbeau	C.N : 3.74	0	3.74	4.9	0.77	0	2.8798
	H + V ⁺	0.748	3.964	4.9	0.77	3.6652	3.05228
	H + V ⁻	0.748	3.52	4.9	0.77	3.6652	2.7104
Mur en retour1	C.N :1x6.15x0,5x2,5x2=15,375	0	15.375	6.74	3.925	0	60.346875
	H + V ⁺	3.075	16.3	6.74	3.925	20.7255	63.9775
	H + V ⁻	3.075	14.45	6.74	3.925	20.7255	56.71625
Mur en retour2	C.N :0,5x4x2.45x2,5=12.25	0	12.25	5.407	4.34	0	53.165
	H + V ⁺	2.45	12.98	5.407	4.34	13.24715	56.3332
	H + V ⁻	2.45	11.51	5.407	4.34	13.24715	49.9534
Mur en retour3	C.N:0,5x4.74x2.5x2,5x2=29,25	0	29.25	3.87	1.75	0	51.1875
	H + V ⁺	5.85	31	3.87	1.75	22.6395	54.25
	H + V ⁻	5.85	27.5	3.87	1.75	22.6395	48.125
Mur de front	C.N :3.74x1x10.2x2,5=95.37	0	95.37	3.37	0	0	0
	H + V ⁺	19.07	101.1	3.37	0	64.2659	0
	H + V ⁻	19.07	89.7	3.37	0	64.2659	0
Semelle	C.N : 1,5x6x11.2x2,5= 252	0	252	0.5	0	0	0
	H + V ⁺	50.4	267.12	0.5	0	25.2	0
	H + V ⁻	50.4	236.9	0.5	0	25.2	0
Poids des terres sur DDT	C.N : 1x4x1,8x8=57.6	0	57.6	6.74	2.85	0	164.16
	H + V ⁺	11.52	61.1	6.74	2.85	77.6448	174.135
	H + V ⁻	11.52	54	6.74	2.85	77.6448	153.9
Dalle de transition	C.N :4x0,3x2,5x8,=24	0	24	6.39	2.85	0	68.4
	H + V ⁺	4.8	25.44	6.39	2.85	30.672	72.504
	H + V ⁻	4.8	22.56	6.39	2.85	30.672	64.296
Remblai sur semelle 1	C.N:9.2x2.5x3.74x1,8=237.64	0	154.8	3.37	1.75	0	270.9
	H + V ⁺	31	164	3.37	1.75	104.47	287
	H + V ⁻	31	145.5	3.37	1.75	104.47	254.625
Remblai sur semelle 2	C.N :1,6x2.5x1,8x11.2=80.64	0	80.64	2.3	2.25	181.44	0
	H + V ⁺	16.13	85.5	2.3	2.25	229.474	0
	H + V ⁻	16.13	75.8	2.3	2.25	207.649	0
Tablier	C.N :673.493	0	673.493	5.24	0	0	0
	H + V ⁺	134.7	714	5.24	0	0	0
	H + V ⁻	134.7	633.1	5.24	0	0	0
TOTAL	C.N :	0	1074.968			181.44	681.74918
	H + V ⁺	215.033	1139.504			485.6142	494.22098
	H + V ⁻	215.033	1010.52			463.7892	438.36705

Tableau :X.3.Sollicitation sur la culée

✳ **Calculs des poussées dues aux terres :**

$$P = 1/2 \times \lambda_{oh} \times \gamma_r \times l \times H_p^2 \quad (\text{RPOA2008})$$

$$P = 1/2 \times k_{ad} \times \gamma_r (1 \pm \varepsilon_v) \times H_p^2$$

Désignation	P	$e_H' p$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.27 \times 1,8 \times 9.2 \times (5.74)^2 / 2 = 73.66$	73.66	3.4	250.444
	$0.4 \times 1,8 \times 9.2 \times (5.74)^2 / 2 = 109.12$	109.12	3.4	371.008
	$0.39 \times 1,8 \times 9.2 \times (5.74)^2 / 2 = 106.4$	106.4	3.4	361.76
Semelle	$0.27 \times 1,8 \times 11.2 \times (1,5)^2 / 2$	6.15	0.5	3.075
	$0.4 \times 1,8 \times 11.2 \times (1,5)^2 / 2$	9.05	0.5	4.525
	$0.39 \times 1,8 \times 11.2 \times (1,5)^2 / 2$	8.8	0.5	4.4

TableauX.3 :poussée des terres

- **Calculs des poussées dues aux Surcharges**

$$P = K_{oh} \times 1.2 \times (1 \pm \varepsilon_v) \times l \times H_p$$

Désignation	P	V	M_R
Mur GG + Mur Front	27.98824	3.4	95.160016
	22.390592	3.4	76.1280128
	21.8308272	3.4	74.2248125
semelle	2.40408	0.5	1.20204
	3.5616	0.5	1.7808
	3.47256	0.5	1.73628

TableauX.4 :surchage sur remblai

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Désignation	Condition	$k_H \times P$	$(1+k_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	0	1074.968	531.321	791.951
	H + V ⁺	215.033	1139.504	939.056	638.343
	H + V ⁻	215.033	1010.520	905.910	578.870

Tableau récapitulatif(X.5)

X.1.3- Vérification de la culée :

✳ **Vérification du tiers central :**

On doit vérifier que :

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 > e = \frac{(M_S - \sum M_R)}{N} = \frac{(791.95 - 531.32)}{1075} = 0,243m$$

Donc est vérifier

Avec B: la largeur de la semelle.

✖ **Vérification au glissement :**

$$\frac{\varepsilon HP}{(1+\varepsilon V)_p} = \frac{215.03}{1010.52} = \mathbf{0,21} < 0,4 \text{ Donc est vérifier}$$

✖ **Vérification au renversement :**

$$\frac{M_S}{M_R} = \mathbf{1,49} > 1,5 \text{ Donc est non vérifier}$$

NOTA : On remarque que les conditions de renversement ne sont pas vérifiés ; mais ça veut dire pas que la culée est instable parce qu'on a des fondations profondes (pieux) qui assure la stabilité totale de la culée.

X.1.4 Etude et ferrailage de la culée :

X.1.4 .1- Mure garde grève :

a- Evaluation des efforts :

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 B_c.

– Poussée des terres :

L'effort de poussée est $P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma_r h^2$ avec $h = 2m$, $K_a = 0,27$ $P_t = 0.972 \text{ t}$.

Le moment dû à l'effort de poussée $M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \gamma_r h^3$

$$M_t = 0,648 \text{ t.m}$$

$$M_{tser} = 0,648 \text{ t.m/ml /ml}$$

$$M_{tu} = 0,875 \text{ t.m/ml}$$

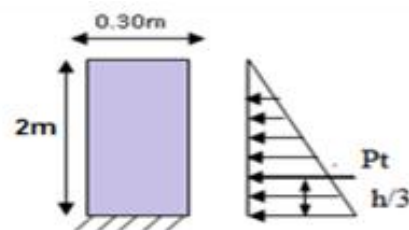


Fig 10.2. Poussées des terres sur le mur.

– **Poussé d'une charge locale située en arrière du mur :**

D'après les documents "SETRA"PP73 appuis de tabliers", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_C (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

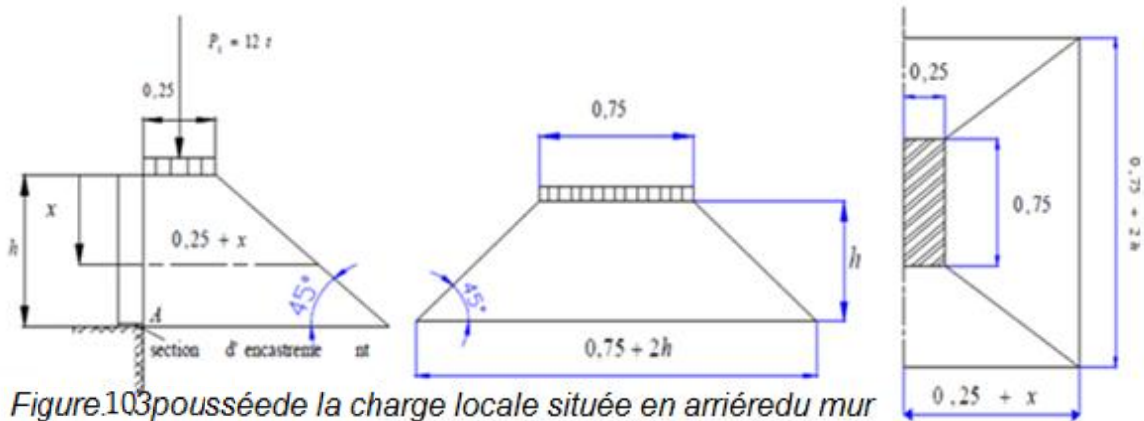


Figure.103 poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad (\text{t.m/ml})$$

Avec, $K = K_a \gamma_r b_c \delta$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\gamma =$ coefficient de pondération. $\gamma = 1,2$ à l'E.L.S, $\gamma = 1,6$ à l'E.L.U

$b_c = 1,10$ pour deux voies chargées.

$K_a = 0,27$

$K = 0,27 \times 1,1 \times 1 \times \gamma = 0,297\gamma$

$$M_p = \frac{12 K}{0,75 + 2h} \left[-x + 1.75 \ln(0,25 + x) \right]_0^h$$

Pour $h = 2m$, M sera donné par le tableau établi par le S.E.T.R.A

$$\frac{M_P}{K} = 7,321 \text{ tm/ml} \Rightarrow M_P = 2,18\gamma \quad \left\{ \begin{array}{l} 3,494 \text{ t.m L'E.L.U} \\ 2,622 \text{ t.m L'E.L.S} \end{array} \right.$$

– **Moment du à la force de freinage** :(PP73appuis de tablier)

On considère que l'effet d'une seul roue et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact.

$$l_f = 0,25 + 2h = 4.25m$$

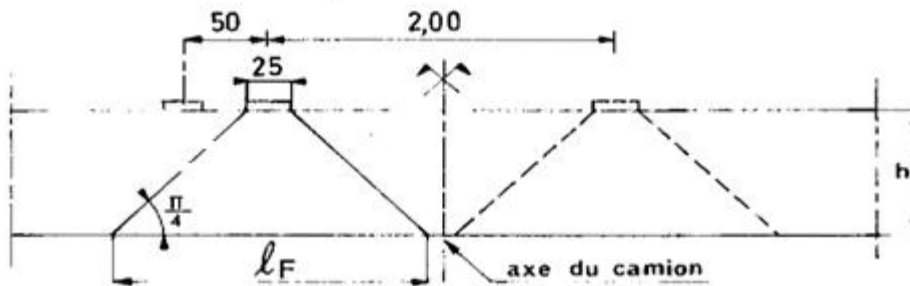
$$M_f = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} \gamma = 2.82 \gamma \quad \gamma : \text{Coefficient de pondération}$$

$$\text{ELU} : \gamma = 1.6 \quad M_f = 4.51 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS} : \gamma = 1.2 \quad M_f = 3,38 \text{ t.m/ml.}$$

Le moment total à l'encastrement: $M_{\text{ELU}} = 1,35M_t + (M_p + M_f) = 8.88 \text{ t.m/ml.}$

$$M_{\text{ELS}} = M_t + (M_p + M_f) = 6.654 \text{ t.m/ml.}$$



– **Ferraillage :**

a. Verticalement : à ELU à l'aide de logiciel calculette béton

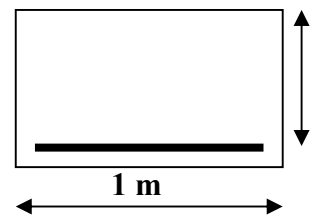
Le ferraillage se fait en flexion simple sur une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; b_0 = 1\text{m} ; d = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m.}$$

$$A_s = 10.02 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6HA20} \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

(pas d'acier comprimé) mais pour les armatures de construction

$$\text{on prend } A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$



○ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{ij}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 8,7 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.} & \text{v\u00e9rifi\u00e9.} \\ \sigma_s = 78,96 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa.} & \text{V\u00e9rifi\u00e9.} \end{cases}$$

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7,9 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.} & \text{V\u00e9rifi\u00e9.} \\ \sigma_s = 205,2 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa.} & \text{V\u00e9rifi\u00e9.} \end{cases}$$

b. Horizontalement :

D'apr\u00e8s les documents (SETRA PP73 appuis de tabliers -ferraillage type -), on disposera HA10 tous les 15 cm

o Condition de non fragilit\u00e9 :

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{ij}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section des armatures tendus}).$$

$$A_s = 12,06 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,4}{400} = 3,7 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e.}}$$

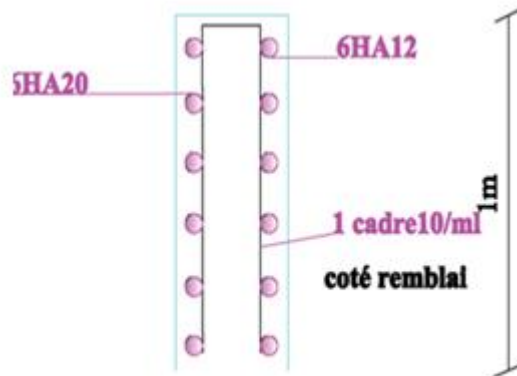


fig.10.4 ferrailage de mur garde greve

X.1.4.2 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en b\u00e9ton arm\u00e9, plac\u00e9e sous la chauss\u00e9e aux extr\u00e9mit\u00e9s du pont, son r\u00f4le est d'\u00e9viter le d\u00e9nivellement qui pourrait se produire lors des tassements \u00e9ventuels des remblais derri\u00e8re la cul\u00e9e. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

a)Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m.}$

- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 1,7 \times 1 = 3,06 \text{ t/m.}$

- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.07 \times 1 = 0.154 \text{ t/m}$.

- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 3.96 \text{ t/m}$.

- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}$. prévu par le CPS.

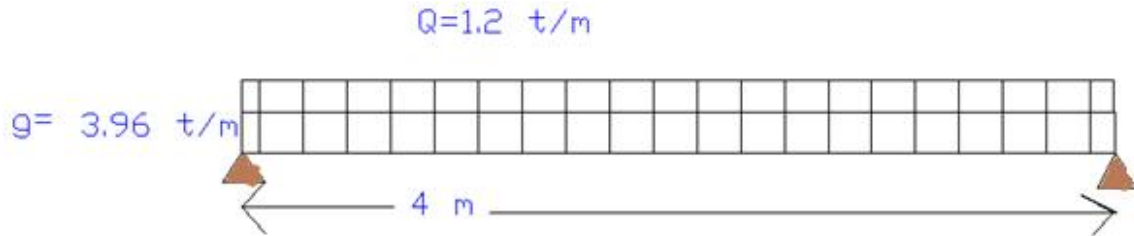


Figure 10.5dalle de transition –schéma statique

	Charge (t/m)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	3.96	7.92	7.92
Surcharge Q	1,2	2.4	2.4

Tableau X.6 .Eléments de réduction au D.D.T

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1,35 \text{ MG} + 1,6 \text{ Mq} = 14.53 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{TELU} = 1,35 \text{ TG} + 1,6 \text{ Tq} = 14.53 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = \text{MG} + 1,2 \text{ Mq} = 10.8 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{TELS} = \text{TG} + 1,2 \text{ Tq} = 10.8 \text{ t /ml.}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU:**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

le ferraillage et la vérification à ELS à l'aide de logiciel SOCOTEC.

$$A_s = 16.54 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Soit : } 6\text{HA}20 \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Ferraillage à l' ELS :**

$$\text{En fissuration préjudiciable } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$z = 0.22 \text{ m} \quad A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / (z \times \overline{\sigma}_{st}) = 22.8 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{ser}} > A_{\text{ELU}}$$

On prend **8HA20** = 25.13 cm²

Pour les armatures de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.37 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{8HA14} \text{ pour } A'_s = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{ij}}{f_e}. \text{ Avec } (A_s : \text{section des armatures tendus}).$$

$$A_s = 18,85 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,4}{400} = 3,7 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd = 0.1453 / 0,27 = 0,540 \text{ MPa.}$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,15 f_{c28} / \gamma_b] = 3.91 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau'_s > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0,54 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,17 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 20 \times 0,17 = 3.4 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq 0.4b/f_e = 0,4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm. Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 2 \text{ cm}^2.$$

Soit 2 cadres de **HA12/ml** pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

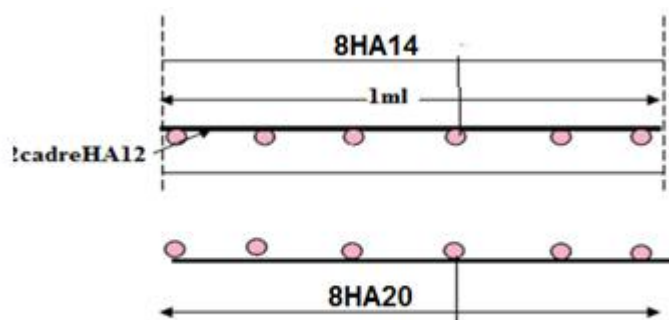


Fig10.5. .Ferrailage de la dalle de transition.

X.1.4.3 Corbeau :

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- Réaction due à la dalle de transition:

$$R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 4 \times 2,5 / 2 = 1.5 \text{ t/ml.}$$

- Réaction des poids des terres :

$$R_2 = qL / 2 = 1.7 \times 4 \times 1,8 / 2 = 6.12 \text{ t/ml.}$$

- Réaction due au revêtement :

$$R_3 = qL / 2 = 0,07 \times 4 \times 2,2 / 2 = 0,31 \text{ t/ml.}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = 1.02 \text{ t/ml.}$$

$$\text{- Réaction due au poids propre du mgg : } R_6 = qL / 2 = 1 \times 2 \times 0,3 \times 2,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ t/ml.}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R_5 = qL / 2 = 4 \times 1,2 / 2 = 2.4 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Réactions : } R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_6 + R_4) + 1,6 R_5 = 16.94 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 12.58 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Moments: } M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,27 = 4.065 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,27 = 3.4 \text{ t.m/ml.}$$

- **Ferraillage : à ELU**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel SOCOTEC:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa ; } b_0 = 0.65 \text{ m ; } h = 0.95 \text{ m.}$$

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Ferraillage : à ELS**

$$\text{En fissuration préjudiciable } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$Z = 0.42 \text{ m} \quad A_{ser} = M_{ser} / (Z \times \overline{\sigma}_{st}) = 3.75 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} > A_{ELU}$$

$$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e \quad (A_s : \text{section des armatures tendus})$$

$$3.75 > 0,23 \times 0.65 \times 0.76 \times 2,4 / 400 = 6.81 \text{ cm}^2. \quad \text{Non vérifié.}$$

Donc $A_s = 6.81 \text{ cm}^2$. On prend la section minimale : **8 HA12** = 9.05 cm²

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{8HA8} \text{ pour } A'_s = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

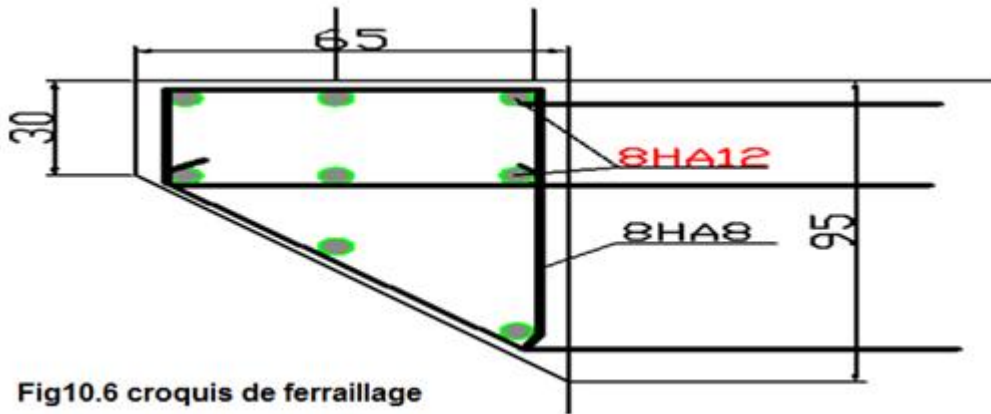


Fig10.6 croquis de ferrailage

X.1.4.4. Mur en retour :

Calcul des pressions :

$$P = k_a[q + \gamma h]$$

avec $\begin{cases} k_a = 0.27 \\ \gamma = 1.8 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

$q = 1.2 \text{ t/m}^2$ (majorée à L'ELS)

a) Pression au-dessus de la dalle de transition

Pour $h = 0 \text{ m}$ $p_0 = k_a \cdot q = 0.324 \text{ t/m}^2$
 Pour $h = 2 \text{ m}$ $p_1 = 1.3 \text{ t/m}^2$

b) Pression au-dessous de la dalle de transition

$$P = k_a \cdot \gamma \cdot h$$

$h = 0$ $p_0' = 0$
 $h = 2.45 \text{ m}$ $p_1' = 1.102 \text{ t/m}^2$
 $h = 5.15 \text{ m}$ $p_2' = 1.82 \text{ t/m}^2$

1) Ferrailage horizontale:

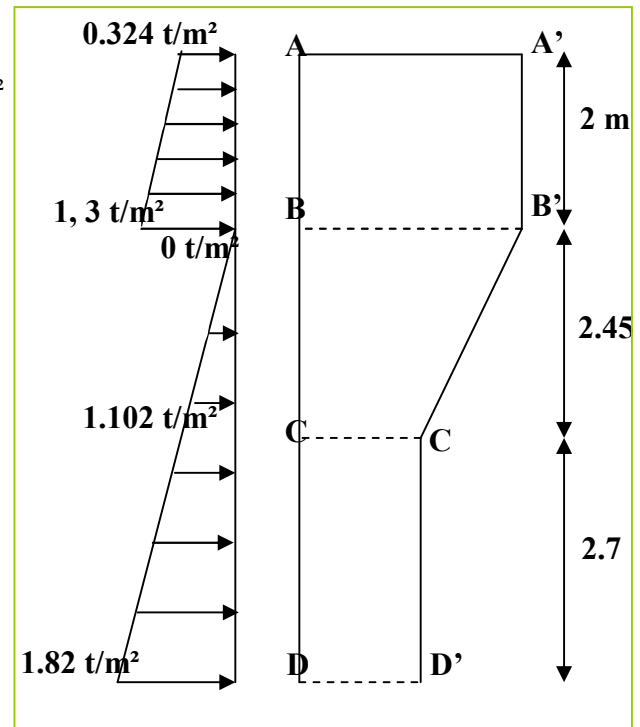
*** Ferrailage de la tranche AA'BB'**

a) Calcul des moments fléchissant

➤ En encastrement le long AB

$$M = \frac{(0.324 + 1.3)}{2} \times 6.15 \times \frac{6.15}{2} = 19.7 \text{ t.m/ml}$$

b) Calcul des armatures:



Horizontalement (ELS) : $M_{ser} = 15.35 \text{ t.m/ml}$. le calcul de la section d'acier par le logiciel ROBOT expert donne ; $A_s = 17.2 \text{ cm}^2$ on prend 6HA20 = 18.85 cm^2

Choix des Barres :

Pour la nappe intérieurement horizontal: 6HA 20 / ml espacement de 17cm

Pour la nappe extérieurement horizontal: 6HA 14 / ml espacement de 17cm

✖ **Ferraillage de la tranche BB', CC'**

a) Calcul des moments fléchissant en encastrement le long BC :

$$M = \frac{0 + 1.102}{2} \times 4.33 \times \frac{4.33}{3} = 10.33 \text{ t.m /ml.}$$

Horizontalement (ELS) : $M_{ser} = 10.33 \text{ t.m/ml}$. le calcul de la section d'acier par le logiciel ROBOT expert donne ; $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$ on prend 6 HA16 = 12.06 cm^2

b) Choix des Barres :

Pour la nappe intérieurement horizontal: 6HA16/ ml espacement de 17cm

Pour la nappe extérieurement horizontal: 6HA 14 / ml espacement de 17cm

✖ **Ferraillage de la tranche BB', CC'**

a) Calcul des moments fléchissant en encastrement le long CD :

$$M = \frac{1.102 + 1.82}{2} \times 2.5 \times \frac{2.5}{3} = 4.56 \text{ t.m /ml.}$$

Horizontalement (ELS) : $M_{ser} = 4.56 \text{ t.m/ml}$. le calcul de la section d'acier par le logiciel ROBOT expert donne ; $A_s = 6.2 \text{ cm}^2$ on prend 4 HA16 = 8.04 cm^2

b) Choix des Barres :

Pour la nappe intérieurement horizontal: 4HA16/ ml espacement de 25cm

Pour la nappe extérieurement horizontal: 4HA 14 / ml espacement de 25cm

2)Ferraillage vertical :concedirons le mur encastree à la semelle ;le moment dus à la poussée des terre et la surcharge est de $M_{ser} = 16.26 \text{ t /ml}$

$$M_{ser} = 0.5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot (h/3) + K_a \cdot q \cdot h/2 = 16.26 \text{ t/ml}$$

le calcul de la section d'acier par le logiciel ROBOT expert donne ; $A_s = 18.2 \text{ cm}^2$ on prend :

Pour la nappe intérieurement horizontal: 6HA20/ ml espacement de 17cm.

Pour la nappe extérieurement horizontal: 6HA 14 / ml espacement de 17cm.

X.1.4.5-Mur frontal

- Evaluation des efforts :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

- **Forces verticales :**
 - Réaction du tablier du à la charge permanente.
 - Réaction de la surcharge D240.
 - Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
 - Leur poids propre+dés d'appui.
- **Forces horizontales :**
 - Poussée des terres.
 - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.
 - température.
 - surcharge sur remblais.

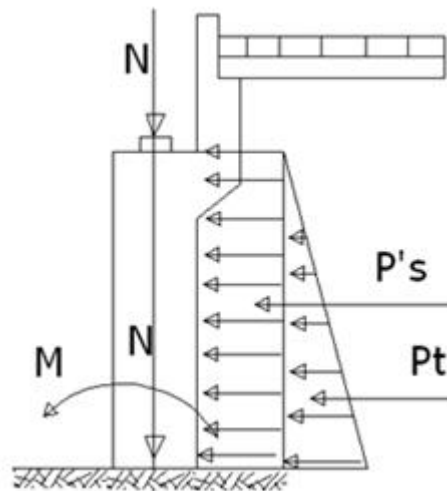


FIGURE10.7 :Schéma représenter l'effort sollicité sur le mur frontal

a.Charge permanent

Désignation	N (t)	H (t)	$k_H \cdot N \tau$	$(1+K_v) \cdot N(t)$	Zv (m)	Zh(m)	C. N		C. S	
							$M_N(t.m)$	$M_H(t.m)$	M_N	M_H
PPT	673.5	//	134.7	713.91	3.94	0	//	0	530.718	0
MGG	13.8	//	2.76	14.628	4.74	0.7	///	9.66	13.0824	10.239
Mur fron	95.37	//	19.074	101.09	1.87	0	//	0	35.66838	0
Mur reto	51.6	//	10.32	54.696	3.35	3.12	//	160.992	34.572	170.65
Poi (ddt)	24	//	4.8	25.44	3.74	2.85	//	68.4	17.952	72.504
Corbeau	9.4	//	1.88	9.964	3.5	0.77	//	7.238	6.58	7.6722
Dés d'ap	0.7	//	0.14	0.742	3.84	0	//	0	0.5376	0
Poides ter (ddt)	112.6	//	22.52	119.35	4.74	2.85	//	320.91	106.7448	340.16
P.sur MGG+ MF	//	73.66			1.9	//	139.954	//		//
P.surche	//	28			2.87	//	80.36	//		//
Freinage	//	15			3.94	//	59.1	//	//	//
Totale	980.9	101.7	196.19	1039.8	//	//	279.414	567.2	745.8551	601.23

Tableau.6. valeurs des sollicitations

Effort à la base de la voile

Les conditions normales			Les conditions sismiques		
M (t. m)	N (t)	H (t)	M (t. m)	N (t)	H (t)
287.79	981	101.66	144.62318	196.194	1039.8

TableauX.7. valeurs des sollicitations

Le calcul est se fait par un mètre linéaire donc

L'E.L.S

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t.m/m)	N (t/m)	H (t/m)
31.281	106.627	11.050	15.720	21.325	113.025

TableauX.8

L'E.L.U

Les conditions normales			Les conditions sismiques		
M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)
42.23	143.95	14.92	21.22	28.79	152.58

TableauX.9**1- Ferrailages**

:

a. Verticalement.

$$M_u = 42.23 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 143.95 \text{ t/ml}$$

La section est soumise à la flexion composée.

Le ferrailage se fait par logiciel ROBOT EXPERT qui nous donne :

$$A_{s1} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (tendus)}$$

$$A_{s2} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (comprimé)}$$

D'après le B.A.E.L99 Soit : 6HA16 $A_{s1} = 12.06 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : 6HA16 } A_{s2} = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 12,42 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend 5HA 20 = 15.71 cm², avec un espacement de 20 cm

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On fait la vérification à L'E.L.S avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$A'_s = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.71 \text{ , } M_{ser} = 31.28 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad (\text{la condition est vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 203 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{la condition est vérifiée})$$

2. Condition sismique :

$$M_u = 21.22 \text{ t.m / m l}$$

$$N_u = 28.8 \text{ t/ml}$$

Le ferrailage se fait par logiciel ROBOT EXPERT qui nous donne :

$$A_{s1} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (tendus)} \quad A_{s2} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (comprimé)}$$

Donc la même section d'acier dans le cas normale.

$$A_s = 15.71 \text{ cm}^2. \text{ On prend 5HA20}$$

• **Armature de construction :**

$$A's = A_s / 3 = 5.75 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : 5HA14/ml pour } A's = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Horizontalement à l'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec :
 $\mu = 21.22 \text{ t.m/ml}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Le calcul avec caleulette BA nous donne :

$$A_s = 5.17 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité :**

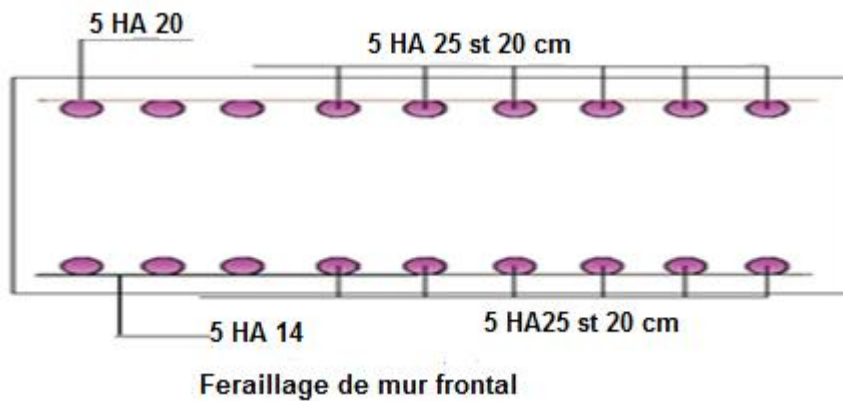
$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 12.42 \text{ m}^2 \quad A_s \lesssim A_{\min}$$

On prend $A_s = A_{s\min} = 12.42 \text{ cm}^2$ soit 5 HA20 pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de construction :**

$$A's = A_s / 3 = 5.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12/ml pour $A's = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



X.1.4. 6-Etude et ferrailage de la semelle :

- Caractéristique de la semelle :

Longueur : $L = 11.20 \text{ m}$

Largeur : $B = 6 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 1,50 \text{ m}$

les efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	Condition	$k_H \times P$	$(1+k_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	0	1074.968	531.321	791.951
	H + V ⁺	215.033	1139.504	939.056	638.343
	H + V ⁻	215.033	1010.520	905.910	578.870

Tableau X. 10. Sollicitations agissants sur la semelle

a) Conditions normales :

-A ELS :

$$N_{\max} = 1047.97 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 791.95 - 531.32 = 260.63 \text{ t.m.}$$

-A ELU ; $N_{\max} = 1417.75 \text{ t.}$

$$M_{\text{MAX}} = 351.85 \text{ t.m}$$

b) **Conditions sismiques :**

$$N_{\max} = 1139.5 \text{ t.}$$

$$M_{\text{MAX}} = 905.91 - 578.87 = 327.04 \text{ t.m.}$$

2 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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

ELU :

$$N_{\max} = \frac{1417.76}{6} + \frac{351.85 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 2.73 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{1417.76}{6} - \frac{351.85 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 2.04 \text{ MN}$$

Condition sismique :

$$N_{\max} = \frac{1139.5}{6} + \frac{327.04 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 2.21 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = 1.6 \text{ MN}$$

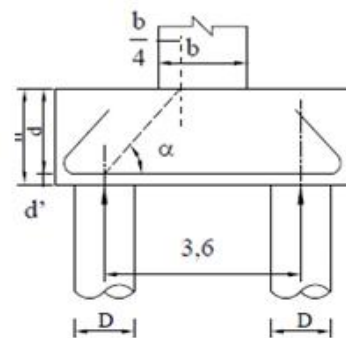


FIGURE 10.8:Schéma représentatif coupe transversale

3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a- Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

On a: $\text{tg} \alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} = 0.96777 \approx 1$ donc : $\alpha = 45^\circ$ c'est vérifier.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.55 \text{ m} \quad , h = 1.50 \text{ m}$$

a) Condition normale :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 267 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}'_a} \cdot \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{273 \times 10^2}{267} \times \frac{155}{150} = 105.65 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 105.65 \text{ cm}^2$$

On prend **14HA32** \rightarrow $A_1 = 112.56 \text{ cm}^2$

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$

N : Nombre de barre

d : Enrobage 10cm

Φ : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{120 + 150 - 10}{6 - 1} = 52 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 35 \text{ cm}$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$

Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} A_1 / ml = \frac{1}{3} 112.56 = 37.52 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA25 $A_1 = 44.18 \text{ cm}^2$ avec espacement de 30cm

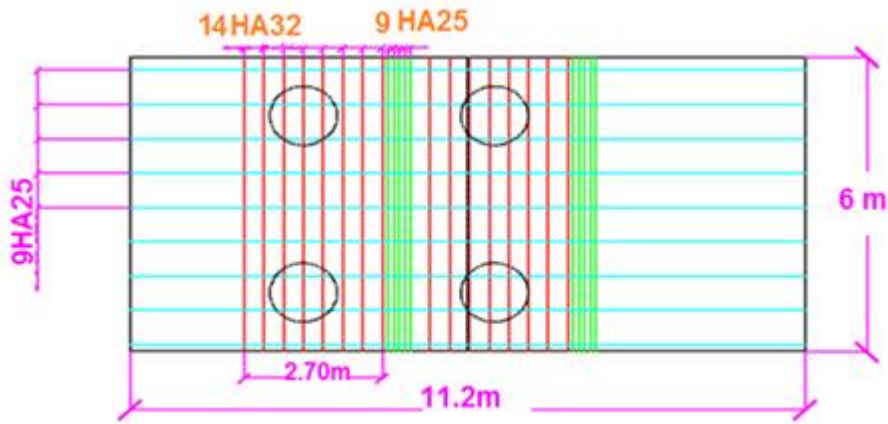
- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assure la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armatures de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} A_1 / ml = \frac{1}{3} \times 112.57 = 37.52 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA25 $A_1 = 44.18 \text{ cm}^2$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$



Ferailage de la semelle -nappe inférieure

Armatures de construction :

a) armatures transversales :

$$A_3 = \frac{A_1}{10} = \frac{112.57}{10} = 11.26 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA14 $A_3 = 13.85 \text{ cm}^2$

L'espacement $S_t = 20\text{cm}$

b) armatures longitudinales supérieures :

$$A_4 = \frac{A_1}{3} = \frac{112.57}{3} = 37.52 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA25 $A_4 = 39.27 \text{ cm}^2$

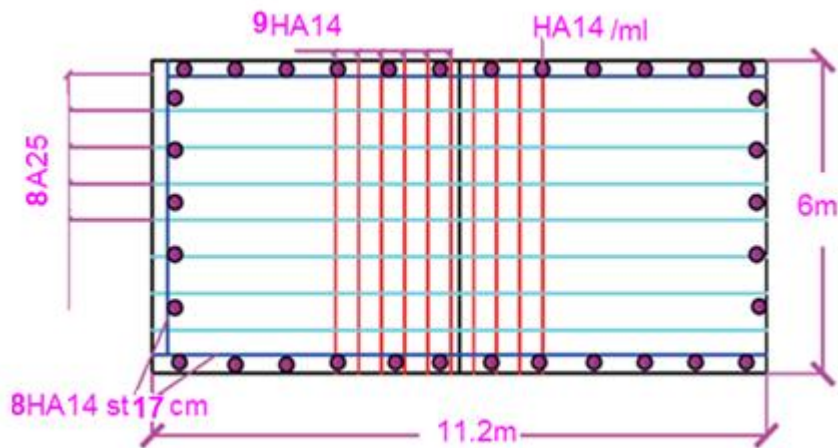
$S_t = 20\text{cm}$

c) Armatures latérales :

$$A_3 = \frac{A_1}{10} = \frac{112.57}{10} = 11.26 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14 $A_3 = 12.32 \text{ cm}^2$ L'espacement $S_t = 17 \text{ cm}$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.



Ferailage de la semelle-nappesuperieur

X.1.4.7-LES PIEUX

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille 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.

- Action sur les pieux :

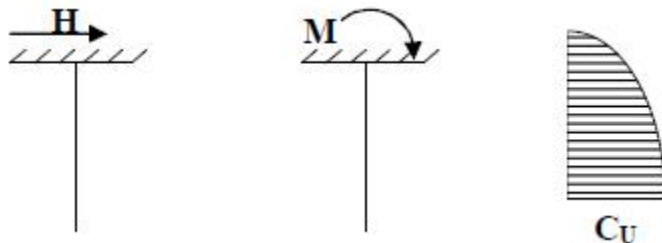
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \times \frac{d^4 y}{dx^2} + c_U b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



La solution de cette équation est donnée par la formule : $\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre : pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

Calcul de λ :

E : module d'élasticité du béton = $11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.42 \times 10^4 \text{ Mpa}$

I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$C_U = 35 \text{ t/m}^3$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}}$$

$$\lambda = 0.234 \text{ m}^{-1}$$

λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où la largeur $\lambda L = 0.234 \times 30 = 7.03 \text{ m}$ avec $L = 30 \text{ m}$

-Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

Freinage = 15 t.

Poussées des terres et surcharges : 273 t

$$H = 0.15 + 2.73 = 2.88 \text{ MN. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 48 \text{ t/pieu.}$$

➤ **Condition sismique :**

Séisme = 189.9 t.

Poussées des terres et surcharges : 221 t

$$H = 1.9 + 2.21 = 4.11 \text{ MN. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 68.5 \text{ t/pieu.}$$

Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire,

est le déplacement avec rotation nulle. $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$. $\lambda = 0.234 \text{ m}^{-1}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \Rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$\lambda L = 7 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,545 \quad \chi_{\theta M} = 1,705 \quad (\text{selon l'abaque de Warner})$$

Condition normale : 48 t/pieu. $\Rightarrow \bar{M} = -185.76 \text{ t.m.}$

Condition sismique : 68t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -263.16 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WERNER)

	Z							
	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta M}$	0.96	0.89	0.76	0.59	0.4	0.24	0.14	0.08
$\chi_{\theta P}$	0.3	0.49	0.6	0.61	0.49	0.39	0.27	0.11

Tableau X.11.Valeur de $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P} \cdot$$

Condition normale : $M(z) = -185.73 \times \chi_{\theta M} + \frac{48}{0.234} \times \chi_{\theta P}$

Condition sismique : $M(z) = -263.16 \times \chi_{\theta M} + \frac{68}{0.234} \times \chi_{\theta P}$

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(Mp)}$								
C.N	-116.79	-64.81	-18.10	15.53	26.21	35.42	29.38	7.70
C.S	-165.45	-91.82	-25.64	22.00	37.13	50.18	41.62	10.91

Tableau X12.des moments tout le long du pieu

D'après les résultats donnés par les deux condition des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = -165.45t.m.$

Ferraillage :

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 :

$N_{min} = 160 t.$

$M_{max} = 165.45 t.m.$

$h = 5 \text{ cm}; D = 120 \text{ cm}; \beta_{\omega} = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$

$N_r = 160 t. \quad M_r = 165.45 t.m.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_{\omega}} = 0,05 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_{\omega}} = 0.04 \end{array} \right. \quad \omega = 0,14 \text{ (tirés par l'abaque de WALTHER)}$$

Donc : $\omega = 0,14 \rightarrow F_a = 103.21 \text{ cm}^2$

On prend **22 HA25** pour $A_S = 108.02 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

On prendra des cercles hélicoïdales avec HA14 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de recouvrement.

Condition de non fragilité :

$$A_s / \pi D^2 \geq 0,23 f_t / f_e.$$

(A_s : section des armatures tendus)

$$A_s \geq 54,77 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

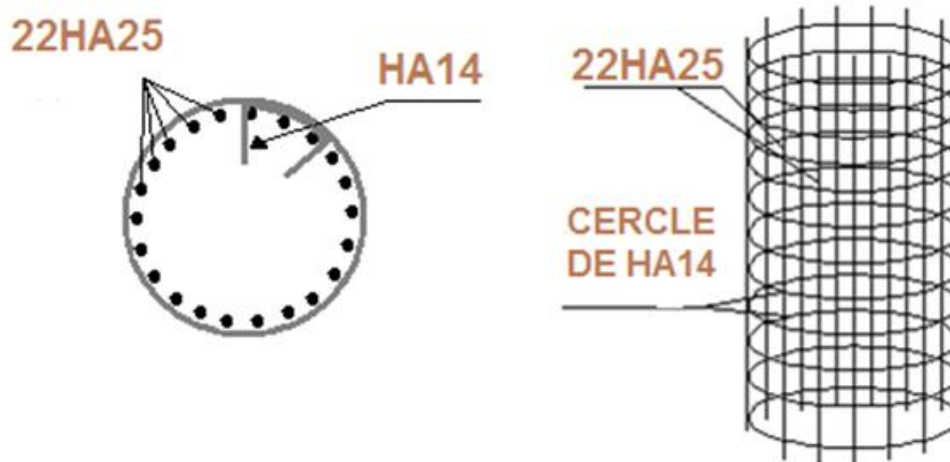


FIG.10.8 Ferailage des pieux

X.2. Etude de la pile :

X.2 .1-Définition :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.

- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.....

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

X.2.2. -Implantation des piles : le tableau suivant represente les h

Désignation	pile 01	pile 02	pile 03	pile 04
Côte projet (m)	56.21	56.06	55.90	55.74
Côte TN (m)	48.90	48.04	48.00	50.46
Côte de la fondation (m)	46.29	45.31	45.16	45.80
Hauteur de la pile (m)	7.89	8.69	8.69	7.89

les dimensions de la pile sont représentés dans le schéma suivant :

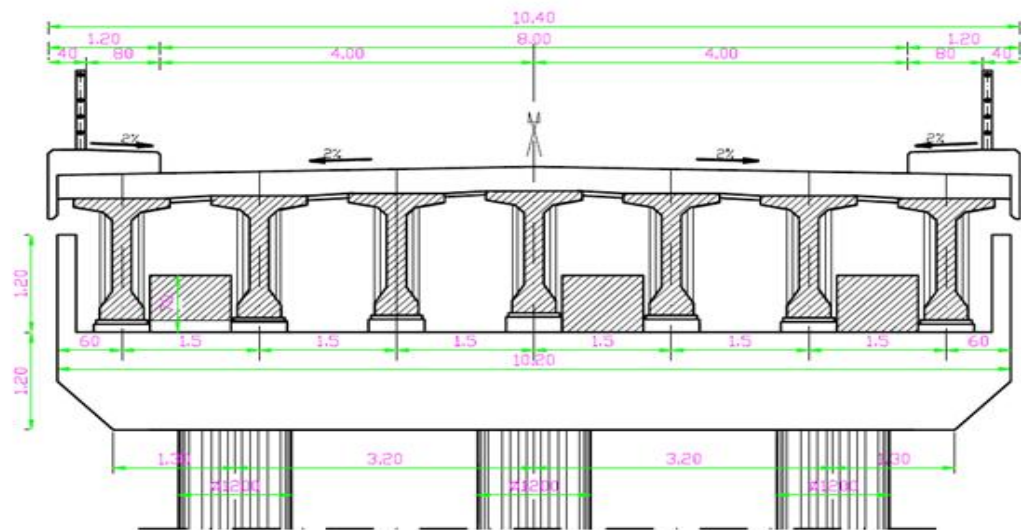


Fig10.9- schéma de la pile

X.2.3-Répartition des charges et surcharges sur le chevêtre :

XI -2-3-1-Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier = 673.48t.

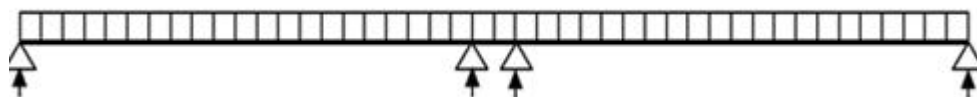
Le poids propre des dés d'appuis = 0,7 t

La charge reprise par chaque pile : $R_{CP} = G = 674.18t$.

Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

A. La surcharge A (I) :

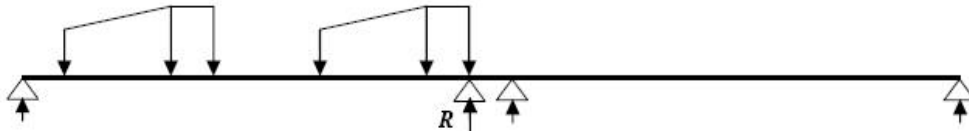
Pour deux voies chargées sur deux través



$$R_{A(0)} = 7.14 \times 33.4 = 238.476 \text{ t}$$

B. La surcharge Bc

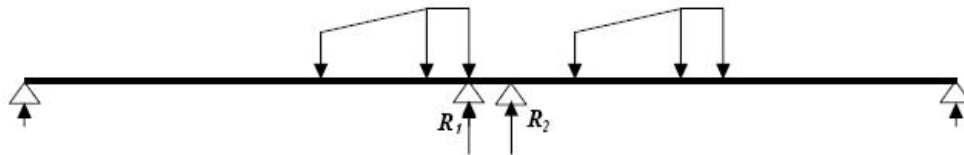
- **Chargement 1** : deux voies chargées sur 1 seule travée.
 $S = 120 \text{ t}$, $b_c = 1,1$, $G = 673.48 \text{ t}$. $\delta = 1,08$.



$$R = [24 \times (32.4 + 30.9 + 21.9 + 20.4) + 12 \times (26.4 + 15.9)] / 32.4 = 93.88 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times 1,1 \times 1,08 = 111.54 \text{ t}$$

- **Chargement 2** : deux voies chargées sur les deux travées.



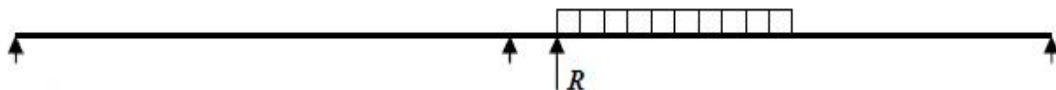
$$R_1 = [24 (32.4 + 30.9) + 12 \times 26.4] / 32.4 = 56.66 \text{ t}$$

$$R_2 = [24 \times (24.4 + 22.9) + 12 \times 29] / 32.4 = 45.77 \text{ t}$$

$$R_{\max} = (56,66 + 45,77) \times 1,1 \times 1,08 = 121,7 \text{ t}$$

C. Charge Mc120 :

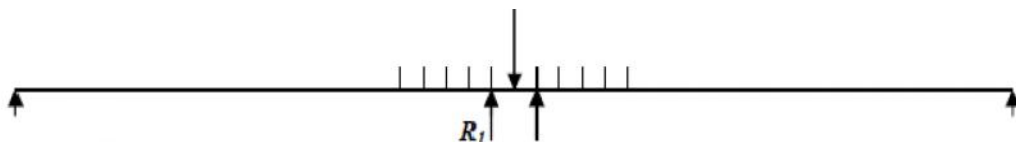
- **Chargement 1** :



$$R_{T1} = \frac{110}{324} \times 29.35 = 99.64 \text{ t} ; \quad \delta = 1,0756$$

$$R_{\max} = 99.64 \times 1.0756 = 107.18 \text{ t}$$

- **Chargement 2** :



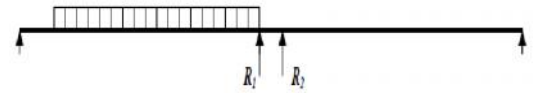
$$R_{T2} = \frac{110}{324} \times 31.9 = 108.3 \text{ t} ; \quad \delta = 1,0756$$

$$R_{\max} = 108.3 \times 1.0756 = 116.5 \text{ t}$$

D. Chargement D240 :

- **Chargement 1 :**

$$R_{\max} = (240 / 32.4) \times 23.1 = 171.11 \text{ t}$$

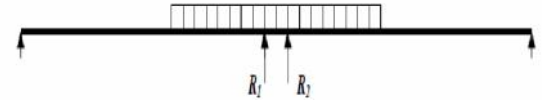
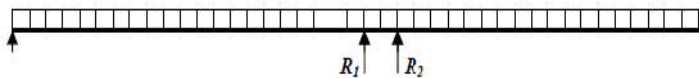


- **Chargement 2 :**

$$R_{\max} = 2 \times (120 / 32.4) \times 27.75 = 205.55 \text{ t}$$

E. Surcharge trottoirs : 150kg/m²

- **Chargement :**



$$R_{\max} = 0,36 \times 64.8 / 2 = 11,664 \text{ t}$$

les résultats pour les charges verticales sont résumés dans le tableau suivant :

	surcharges	Réactions(t)
poids propre de tablier	18.81	674.18
A (L)	7.14t/ml	238.476
B_C	2x60t	121.7
MC120	110	116.5
D240	240	205.55
Séisme ε_v	/	40.45
Trottoir 2 T.C	2x0.18t/ml	11.66

Tableau.X.10.charge verticale sur pile

Combinaison d'action:

A L'ELS :

$$R_1 = R_{cp} + 1,2 (R_{A(L)} + R_{ST}) = 674.18 + 1,2 (238.476 + 11,66) = \mathbf{974.34 \text{ t}}$$

$$R_2 = R_{cp} + R_{D240} = 674.18 + 205.55 = \mathbf{879.73 \text{ t}}$$

A L'ELU :

$$R_1 = 1,35 R_{cp} + 1,6 (R_{A(L)} + R_{ST})$$

$$R_1 = 1,35 \times 674.18 + 1,6 (238.476 + 11,66) = \mathbf{1310.36 \text{ t}}$$

$$R_2 = 1,35 R_{cp} + 1,35 R_{D240}$$

$$R_2 = 1,35 \times 674.18 + 1,35 \times 205.55 = \mathbf{1187.63 \text{ t}}$$

La réaction la plus défavorable est celle du convoi A(l) à l'ELU : **R₁=1310.36t**

X.2.4 SOLLICITATION HORIZONTALES SUR LA PILE

A. Freinage dû à A(L)

$$A(L)=238.476 \text{ t}$$

$$H = \frac{238.476}{20+0.0035 \times 7 \times 64.8} = 11.05 \text{ t}$$

$$M=11.05 \times (8.69-1.5-0.25)/2 = 38.34 \text{ tm}$$

B. Freinage dû à Bc (camion de 30t) :

$$M=\frac{1}{2} \times 30 \times 6.94=104.1 \text{ tm}$$

C.charge sismique horizontale ϵ_h

	Réactions(t)	M(t.m)
Freinage A(l)	11.05	38.34
Freinage Bc	15	104.1
Séisme ϵ_h	134.83	74.92

Tableau.X.11.charges horizontale sur pile

X.2.5-Vérification de la stabilité de la pile :

1/au glissement :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \varphi}{1.5}$$

Φ : angle de frottement interne =35°

-sans séisme : $H=15T$

$$V=\text{poids de tablier +pile}=674.18+356.53=1153.73\text{t}$$

$$\text{Donc } H/V=15/1030.7=0.014 < \tan \varphi / 1.5 = 0.047$$

c'est vérifiée

-avec séisme : $H=0.2 \times (674.18+356.53)=206.142\text{t}$

séisme due au tablier.

$$V=0.875(G_{\text{tablier+pile}})=901.87\text{t}$$

$$\text{Donc } H/V=206.14/901.87=0.22 < \tan \varphi / 1.5 = 0.047$$

c'est vérifiée

X.2.6-Etude et ferrailage de la pile :

1-le chevêtre :

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

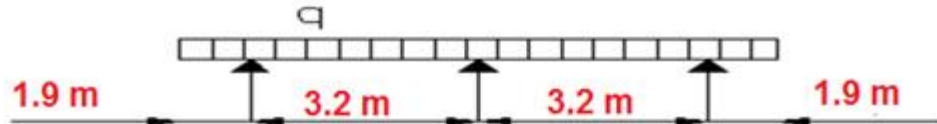
1.1-Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

Evaluation des efforts :

$$P1=1310.36/10.2=128.46\text{t/ml (due au poids propre de tablier +surcharges)}$$

$$P2=55.08/10.2=5.4\text{t/ml(poids propre de chevêtre)}$$

$$P=P1+P2=133.86\text{t/ml}$$



▪ **Les moments fléchissant ; résultats donnée par RDM6**

Sur appuis : 241.62 t.m

En travée:

$$M_{\text{travée}} = 38.58 \text{ t.m}$$

▪ **Efforts tranchant max = 273 t**

➤ **Ferraillage du chevêtre à la flexion :**

A l'ELU : Moment fléchissant max : $M(-) = 241.62 \text{ t.m}$

: $M(+) = 38.58 \text{ t.m}$

Effort tranchant max : $T = 273 \text{ t}$.

a) Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91 à l'aide du logiciel calculette BA, les résultats obtenus sont :

Section d'armatures supérieures (sur appui): $A_s = 66.73 \text{ cm}^2$ soit : 15HA25

($A_s = 73.65 \text{ cm}^2$).

Section d'armatures inférieures (mi travée): $A_s = 10.33 \text{ cm}^2$ soit : 15HA16

($A_s = 30.15 \text{ cm}^2$).

b) Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}.$$

$$b_0 = 1.8 \text{ m} \quad d = 0.9 \times 1.2 = 1.08 \text{ m}$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

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

$$\tau_u = 2.73 / (1.8 \times 1.08) = 1.4 < 2.7 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après « BAEL99 » :

On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}^k)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0. \text{ Avec } k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage.}$$

$$A_{t1} \geq 3.4 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_{t1} = 4.02 \text{ cm}^2 : 1 \text{ cadres HA16.}$$

La vérification des contraintes se fait à l'ELS par calculette BA.

➤ **-Etude et ferraillage du chevêtre à la torsion:**

- 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 ($e = 0,55 \text{ cm}$).

C: moment de torsion.

➤ **Moment de torsion du à 1,35D240 +1,6ST pour une travée chargée :**

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

$$R_{\max} = 250.2 \text{ t} \Rightarrow C_1 = 250.2 \times 0,55 = 137.61 \text{ t.m}$$

➤ **Moment de torsion du aux efforts de freinage :**

$$R_{\max} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ t} \Rightarrow C_2 = 18 \times 1,2 = 21.6 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } C_{\max} = \text{Max}(C_1, C_2) = 137.61 \text{ t.m}$$

Ferrailage :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_t = b \quad \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h \quad \text{si } b > x + h \end{array} \right.$$

$$x + h = 0.9 + 1,2 = 2,1 \text{ m} > b = 1.8 \text{ m} \quad l_t = 2.1 \text{ m}$$

$$b_n = h / 6 = 1,2 / 6 = 0,20 \text{ m}$$

$$\Omega = (2,1 - 0,20)(1,2 - 0,20) = 1.9 \text{ m}^2$$

➤ **La contrainte tangentielle :**

$$\tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega b_n} = 137.61 / 2 \times 1.9 \times 0,20 = 181.1 \text{ t/m}^2$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A \geq C_{\max} U / (2\Omega f_e / \gamma_s)$$

$$A = 62.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,4 \times b_n \times U / f_e = 12,43 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre extérieur = 6 m

Donc : on prend 8HA32 (64.34 cm²)

➤ **Armatures transversale ;**

$$A_{t2} \geq S_t C_{\max} U / ((2\Omega f_e) / \gamma_s) ; \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{t2} = 12.43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4,0.2 + 12.43 = 16.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 9 \text{ cadres HA } 16$$

■ **Vérification des contraintes :**

➤ **Justification du béton :**

$$\tau_c + \tau_V \leq \tau_{uadm}$$

Avec :

τ_c : Contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_V : Contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

τ_{uadm} : Contrainte limite de cisaillement.

$$\tau_V = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = \frac{C_{max}}{2\Omega b} = \frac{137.61}{2 \times 1.9 \times 1} = 1.31 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 1.31 + 1.4 = 2.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_{uadm} \Rightarrow \text{vérifiée}$

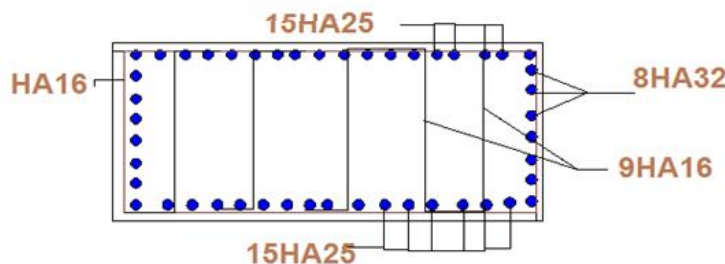


Fig10.10 Firailage de chevêtre

X.2.5-les fûts :

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,5m de diamètre, encastree dans la base et articulées à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée

évaluation des charges					
	Efforts verticaux (MN)	Eff horizontaux	levier (m)	Mom a la base (MN.m)	
Poids propre du tablier	2,247	/	/	/	
Poids du Chevêtre	0,19	/	/	/	
Poids propre du fut	0,198	/	/	/	
A(L) +ST	0.84	/	0.55	0.462	
D240	0.685	/	0.55	0.37675	
Séisme vertical	0.13	/	/	/	
Freinage sous A(L)	/	0.037	6.68	0.24716	
Séisme du tablier	/	0.45	6.68	3.006	
Séisme du chevêtre	/	0.038	6.08	0.23104	
Séisme du fut	/	0.04	3.1	0.124	

Tableau X.11 Effort sur pieux

Combinaisons d'action :

ELU : 1.35G+1.6(A(I)+st)

ELS : G+1.2(A(I)+st)

ELA : G+F_{sismique}

La combinaison la plus défavorable, ou les efforts N et M seront divisés par le nombre de fûts.

Donc les efforts les plus défavorables sont :

M = 336.6 t.m**N = 490.125 t**➤ **Vérification de flambement du fût : L'élancement**

$$\lambda = l_f / i$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = D/4$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0,7 l_0}{\frac{D}{4}} = \frac{6,68 \times 0,7 \times 4}{1,2} = 15,6$$

$\lambda = 15,6 < 50$; Donc le fut ne risque pas de flamber

Ferrailage:

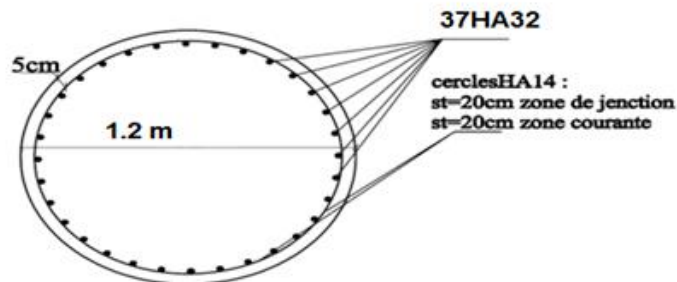
Le ferrailage se calcul en flexion composée, pour cela nous utiliserons l'abaque de WALTHER :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_a = \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = 0,082 \\ K_b = \frac{N_r}{\pi R^2 f_{c28}} = 0,09 \end{array} \right.$$

$$\omega = 0,3 ; \quad \omega = \frac{A_f}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{f_{c28}} \Rightarrow A_s = \frac{\omega \pi R^2 f_{c28}}{\sigma_f}$$

$$A_s = \frac{0,3 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 30}{348} = 292,23 \text{ cm}^2$$

Soit : 37 HA32 pour $A_s = 297,48 \text{ cm}^2$



Pour l'armature transversale, On prend des cercles de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

Fig 10.12.Ferrailage des pieux

X.2.6-La semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas

➤ 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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

n : nombre des pieux.

Avec les hypothèses suivantes : - Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.

	Condition	N	M
TOTAL	CN	1396.10	251.61
	C S	714.63	1009.8

- Pieux identiques.

❖ Condition normale :

$$N_1 = (1396.1/6) + (251.16 \times 1.8) / (6 \times 1.8^2) = 2.56 \text{ MN}$$

$$N_2 = (1396.1/6) - (251.16 \times 1.8) / (6 \times 1.8^2) = 2.091 \text{ MN}$$

❖ Condition sismique :

$$N_1 = (714.63/6) + (1009.8 \times 1.8) / (6 \times 1.8^2) = 2.126 \text{ MN}$$

$$N_2 = (714.63/6) - (1009.8 \times 1.8) / (6 \times 1.8^2) = 0.256 \text{ MN}$$

➤ Ferrailage de la semelle :

La Condition de la méthode des bielles est:
$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{\frac{h}{2} - \frac{b}{4}}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 0.957 \Rightarrow \alpha \approx 45^\circ. \quad \text{Vérfié}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.6 \text{ m} \lesssim 1,6 \text{ m.} \Rightarrow \text{C'est Vérfié.}$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{2.56}{267} \times \frac{1.6}{1,6} = 95.88 \text{ cm}^2. \quad A_{\text{inf}} = 95.88 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 95.88 \text{ cm}^2$.

On prend : **13HA32** $A_{\text{inf}} = 104.52 \text{ cm}^2$.

n : Nombre de barre = 8barres.

d : Enrobage = 10cm. (d'après BAEL).

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{6 - 1} \approx 0,52m = 52cm$.

On prend : $S_t = 35$ cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,7$ m.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3}104,52 = 34,84 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 HA25} \quad A_{\text{infl}} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

❖ **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.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 104,52 = 34,84 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 HA25} \quad A_{\text{infl}} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{5 - 1} \approx 52 \text{ cm}.$$

❖ **Armatures de construction :**

Armatures transversales supérieures:

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{10} = \frac{104,42}{10} = 10,44 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6HA16}. \quad A_{\text{sup}} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{6 - 1} \approx 45 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{\text{ls}} = \frac{1}{3} \times 104,52 = 34,84 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 HA25} \quad A_{\text{infl}} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

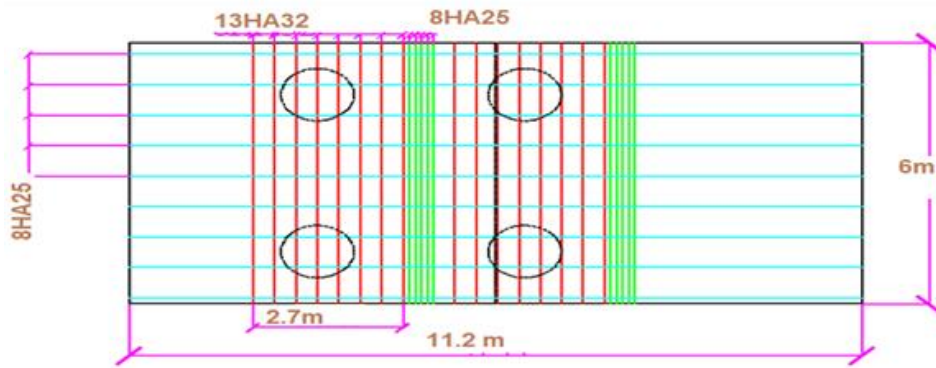
$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{6 - 1} \approx 62,5 \text{ cm}.$$

On prend : $S_t = 50$ cm.

Armatures latérales :

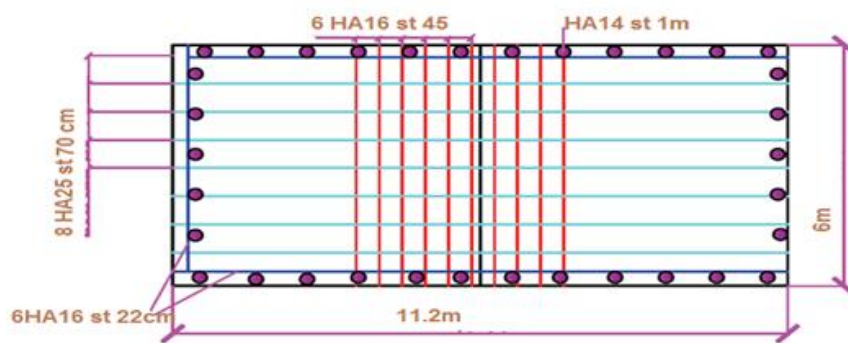
$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{104,52}{10} = 10,45 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{6 HA16}. \quad A_{\text{sup}} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme des chaises en **HA14** espacées de 1 m



Ferrailage de semelle -nappe inférieure-

Fig.10.13



Ferrailage de la semelle-nappe supérieur

Fig.10.14

X.2.6.ETUDE DES PIEUX

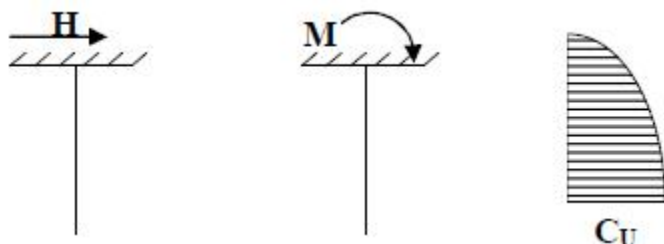
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \times \frac{d^4y}{dx^2} + c_U b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

c_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



La solution de cette équation est donnée par la formule : $\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre : pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

Calcul de λ :

E : module d'élasticité du béton = $11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.42 \times 10^4 \text{ Mpa}$

I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$C_U = 35 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}}$$

$$\lambda = 0.234 \text{ m}^{-1}$$

λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où la largeur $\lambda L = 0.234 \times 30 = 7.03 \text{ m}$ avec $L = 30 \text{ m}$

❖ Effort tranchant en tête du pieu :

➤ Condition normale :

Freinage = 15 t.

Poussées des terres et surcharges : 256 t

$$H = 0.15 + 2.56 = 2.71 \text{ MN. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 45.16 \text{ t/pieu.}$$

➤ Condition sismique :

Séisme = 134.86 t.

Poussées des terres et surcharges : 212.6 t

$$H = 1.35 + 2.126 = \text{MN. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 57.9 \text{ t/pieu.}$$

❖ Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire,

est le déplacement avec rotation nulle. $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$. $\lambda = 0.234\text{m}^{-1}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \Rightarrow \quad -\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45 & \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

$$\lambda L = 7 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,545 \quad \chi_{\theta M} = 1,705 \quad (\text{selon l'abaque de Warner})$$

Condition normale : 45.16 t/pieu. $\Rightarrow \bar{M} = -176.41\text{t.m.}$

Condition sismique : 57.9t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -223.5\text{t.m.}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WERNER°)

	Z							
	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta M}$	0.96	0.89	0.76	0.59	0.4	0.24	0.14	0.08
$\chi_{\theta P}$	0.3	0.49	0.6	0.61	0.49	0.39	0.27	0.11

- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

Condition normale : $M(z) = -176.41 \times \chi_{\theta M} + \frac{45.16}{0.234} \times \chi_{\theta P}$

Condition sismique : $M(z) = -223.5 \times \chi_{\theta M} + \frac{57.9}{0,234} \times \chi_{\theta P}$

$\chi_{(Mp)}^Z$	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
C.N	-111.46	-62.44	-18.28	13.64	24.00	32.93	27.41	7.12
C.S	-140.43	-77.76	-21.47	19.01	31.80	42.84	35.50	9.33

D'après les résultats donnés par les deux conditions des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -140.43 \text{ t.m.}$

Ferraillage :

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 :

$$N_{\min} = 209.1 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 140.43 \text{ t.m.}$$

$$h = 5 \text{ cm; } D = 120 \text{ cm; } \beta_{\omega} = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

$$N_r = 209.1 \text{ t.} \quad M_r = 140.43 \text{ t.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_{\omega}} = 0,06 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_{\omega}} = 0,03 \end{array} \right. \quad \omega = 0,15 \text{ (tirés par l'abaque de WALTHER)}$$

$$\text{Donc : } \omega = 0,14 \rightarrow F_a = 127.17 \text{ cm}^2$$

· On prend 27 HA25 pour $A_s = 132.57 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

On prendra des cercles hélicoïdales avec HA14 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de recouvrement.

Condition de non fragilité :

$$A_s / \pi D^2 \geq 0,23 f_t / f_e.$$

(A_s : section des armatures tendus)

$$A_s \geq 54.77 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

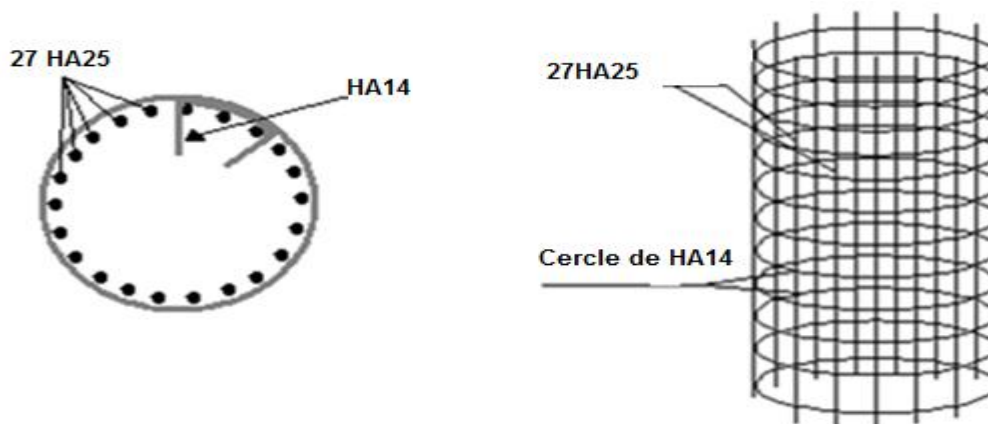


FIG.10.15.Ferraillage des pieux(pour pile)

CONCLUSION

Le travail présent dans ce mémoire porte sur l'étude approfondie d'un ouvrage bien déterminé.

Notre préoccupation majeure s'est pensée surtout sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement et en permanence de cet ouvrage ; son entretien et sa surveillance conformément aux normes réglementaires.
- La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de calculer les contraintes admissibles.
- Le passage par une répartition transversale des efforts, nous a permis de déterminer les combinaisons qui donne les plus grandes sollicitations.
- Enfin, la stabilité au niveau des apports du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage.

Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

Grâce aux calculs effectués, soit manuellement ou bien en utilisant des logiciels de Calcul automatique, nous avons acquis des ordres de grandeurs importantes dans la vie professionnelle. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Tableau.IX.1

	e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	y									
ε_0 $\theta=0.5$	0	0,098731	0,1319	0,163502	0,189035	0,200132	0,189035	0,163502	0,1319	0,098731
	b/4	-0,000327	0,049507	0,099049	0,146831	0,189035	0,218374	0,228163	0,226789	0,222304
	b/2	-0,082736	-0,02333	0,036871	0,099049	0,163502	0,228163	0,287076	0,333927	0,375813
	3b/4	-0,15642	-0,090765	-0,02333	0,049507	0,1319	0,226789	0,333927	0,447626	0,559275
	b	-0,227372	-0,15642	-0,08273	-0,00032	0,098731	0,222304	0,375813	0,559275	0,763648
ε_1 $\theta=0.5$	0	0,079645	0,0109742	0,148053	0,202838	0,283894	0,202838	0,148053	0,109742	0,079645
	b/4	0,06133	0,082751	0,109952	0,148621	0,205349	0,288739	0,20928	0,153875	0,1104
	b/2	0,052596	0,068686	0,089026	0,11762	0,15888	0,218307	0,303198	0,222044	0,158401
	3b/4	0,052077	0,065351	0,082006	0,104991	0,13723	0,181976	0,243041	0,324897	0,231144
	b	0,059693	0,072223	0,087796	0,108763	0,137015	0,17407	0,220849	0,277066	0,339993
ε_1 $\theta=0.5$	0	0,022274	0,071852	0,136508	0,234318	0,39039	0,234318	0,136508	0,071852	0,022274
	b/4	0,013898	0,04427	0,083876	0,143779	0,23934	0,393549	0,233885	0,12802	0,04673
	b/2	0,017395	0,036695	0,061741	0,099212	0,158163	0,25194	0,400907	0,228529	0,095952
	3b/4	0,03193	0,045719	0,063335	0,088751	0,126828	0,184222	0,270524	0,399864	0,185222
	b	0,059693	0,072223	0,087796	0,108763	0,137015	0,17407	0,220849	0,277066	0,339993
	e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	y									
ε_0 $\theta=0.6$	0	0,053273	0,110898	0,166266	0,211923	0,232267	0,211923	0,166266	0,110892	0,053273
	b/4	-0,028775	0,03428	0,097385	0,158782	0,211923	0,242499	0,236398	0,209717	0,177532
	b/2	-0,083419	-0,025706	0,033695	0,097385	0,166266	0,236398	0,295626	0,330694	0,355833
	3b/4	-0,124271	-0,076482	-0,03428	0,03428	0,110892	0,209717	0,330694	0,463234	0,59081
	b	-0,160945	-0,124271	-0,083419	0,028775	0,053273	0,177532	0,355833	0,59081	0,867082
ε_1 $\theta=0.6$	0	0,065993	0,097788	0,141877	0,21139	0,323698	0,21139	0,141877	0,097788	0,065993
	b/4	0,046025	0,066917	0,095808	0,141086	0,213647	0,329512	0,22004	0,150779	0,100889
	b/2	0,036468	0,051183	0,071412	0,102696	0,151924	0,228848	0,347976	0,237877	0,158607
	3b/4	0,035161	0,047027	0,063169	0,087536	0,124567	0,17995	0,261303	0,378784	0,252203
	b	0,041807	0,053509	0,069216	0,092178	0,125387	0,171757	0,233737	0,31205	0,402849
ε_1 $\theta=0.6$	0	0,006599	0,0549	0,124666	0,243293	0,458352	0,244293	0,124666	0,0549	0,006599
	b/4	-0,000127	0,026232	0,064416	0,130258	0,248805	0,462287	0,245802	0,118515	0,030022
	b/2	0,003721	0,018914	0,040809	0,078191	0,144759	0,263418	0,473231	0,243675	0,083478
	3b/4	0,016812	0,027666	0,042886	0,06747	0,108458	0,176856	0,290526	0,478756	0,192356
	b	0,041807	0,053509	0,069216	0,092178	0,125387	0,171757	0,233737	0,31205	0,402845

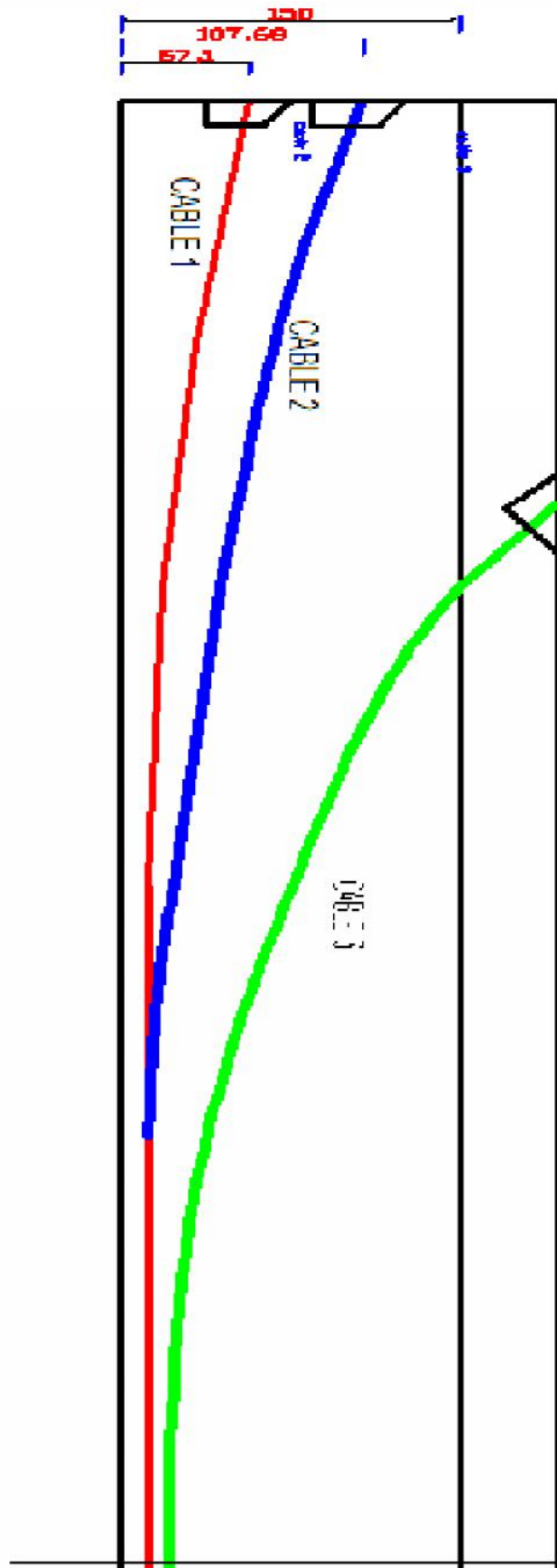
Tableau XIII.1'		Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour $\theta=0.5$							
y\le	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-2040,37	-1053,37	-43,93	1031,31	2216,5	1031,31	-43,93	-1053,37	-1040,37
b/4	-1374,64	-797,16	-204,05	436,52	1161,01	1995,2	437,28	-1048,52	-2508,21
b/2	-706,83	-442,13	-161,29	129,15	474,38	8884,38	1365,6	-596,33	-2534,62
3b/4	-200,06	-132,12	-61,8	15,99	107,81	219,77	355,34	512,67	-1818,14
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau XIII.2'		Les valeurs de $\mu_1 10^{-4}$ pour $\theta=0.5$							
y\le	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-730,46	-482,42	-147	400,82	1355,96	400,82	-147	-482,42	-730,46
b/4	-603,93	-489,95	-332,01	-61,65	432,79	1334,49	313,28	-329,2	-810,67
b/2	448,19	-407,32	-347,4	-234,38	-9,13	428,22	1244,07	82,57	-795,12
3b/4	-256,51	-294,96	-237,73	-206,78	-133,4	28,59	349,92	954,51	-584,7
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

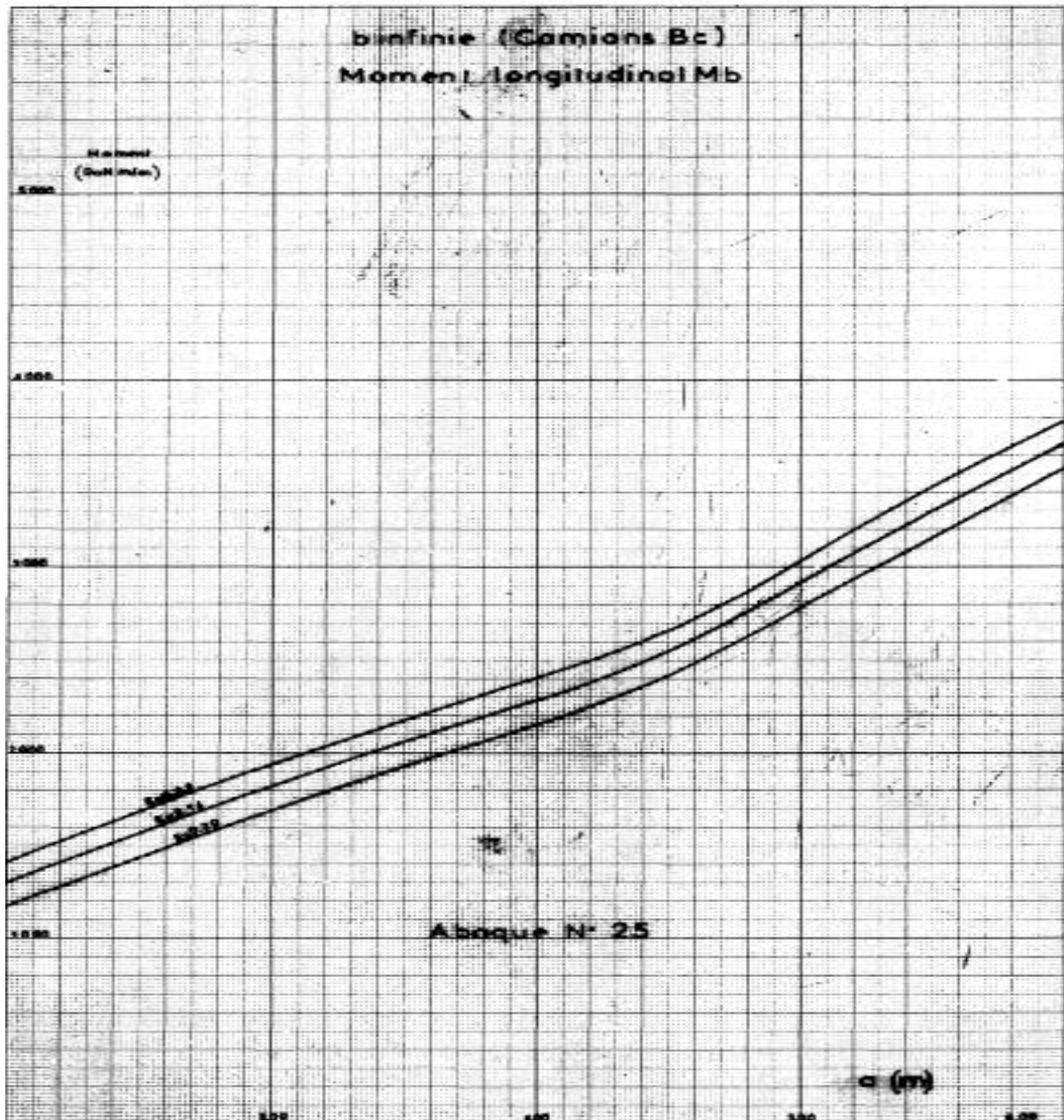
Tableau XIII.3'		Les valeurs de $\mu_0 10^{-4}$ pour $\theta=0.6$							
y\le	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 1689,63	-902,76	-76,96	863,93	1998,94	863,93	-76,96	-902,76	- 1689,63
b/4	- 1086,58	-667,68	-222,69	302,76	973,34	1837,59	395,49	-916,42	- 2181,16
b/2	-535,55	-362,57	-176,3	52,08	359,8	780,81	1330,43	-514,59	2315,19
3b/4	-164,09	-106,43	-63,05	-7,62	71,19	148,98	341,3	538,58	- 1741,12
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau XIII.4'		Les valeurs de $\mu_1 10^{-4}$ pour $\theta=0.6$							
y\le	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-525,16	-379,21	-152,18	290,92	1190,61	290,92	-152,18	-379,21	-525,16
b/4	-408,08	-359,73	-277,57	-95,74	310,87	1173,99	-222,79	-285,28	-626,21
b/2	-289,55	-285,32	-270,58	-216,67	-63,35	305,67	1107,5	51,26	-664,29
3b/4	-162,24	-171,2	-179,34	-177,42	-142,43	-27,35	258,39	883,95	-529,16
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Trace des cables

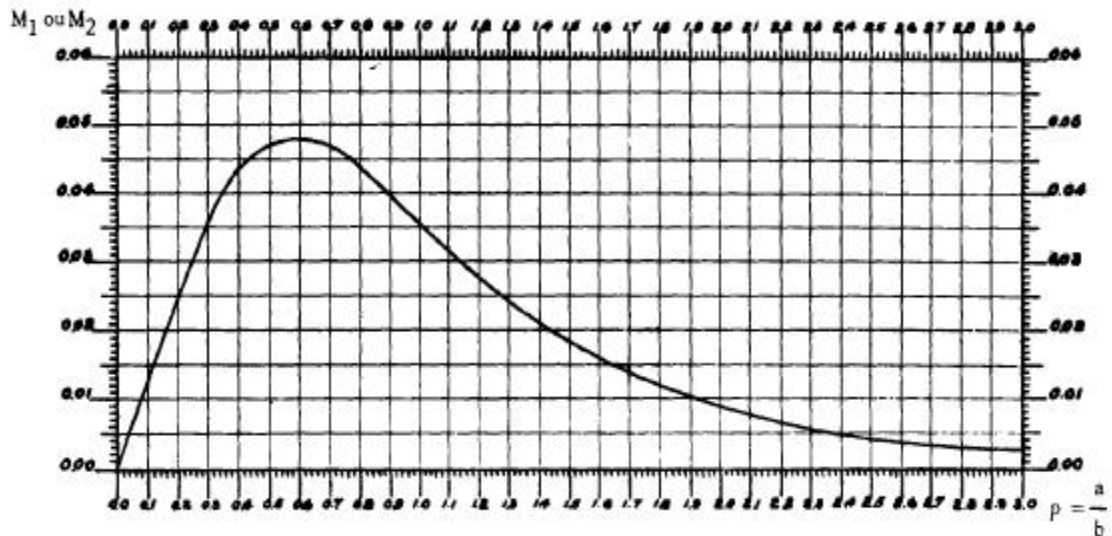


Abaque de PIGEAUD n°25 :



ABAQUE N° - 61 -

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
 SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
 $P = 1$ UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$)
 et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$$M_a = M_1 + \nu M_2 \quad (\text{à multiplier par la charge totale } P)$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

ν : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton
 0,30 pour l'acier

Tableau de WARNER

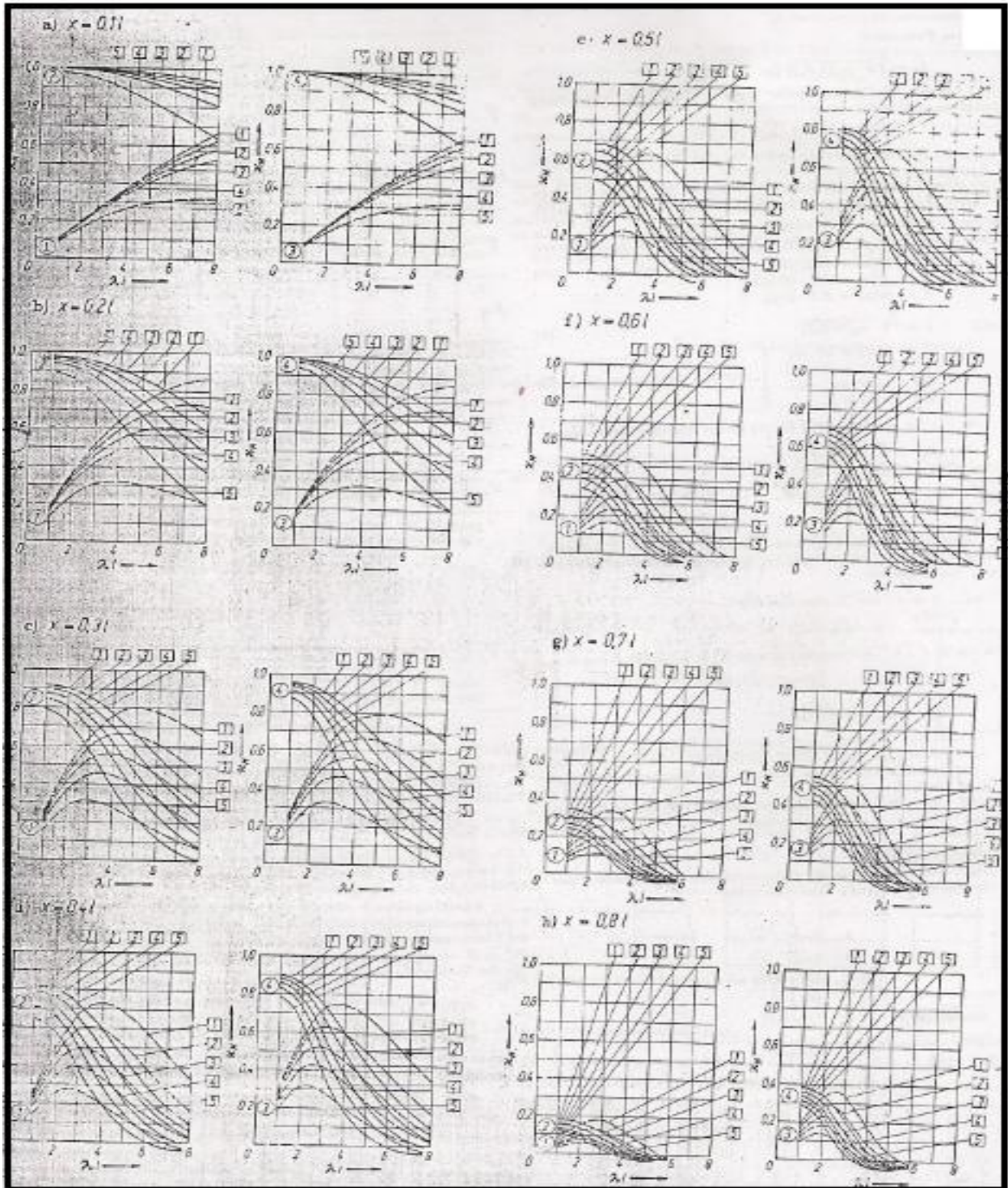
2-2

Pfehl-Nr.	Bestung-Nr.	2-2					
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
1 P	1	-4,52	-3,09	2,47	-2,10	-2,42	-3,03
		-2,86	-1,97	-1,01	1,50	-1,04	2,00
		-1,85	-1,29	1,07	-1,03	1,16	-1,11
		-1,79	-0,97	-0,86	-0,77	-0,64	-
		1,01	-0,70	-0,57	-0,50	0,50	-0,50
2 M	1	-8,40	2,89	-1,91	-1,50	-1,01	-1,91
		-8,09	-1,98	-1,52	-1,16	-1,20	-1,13
		-2,1	-1,37	-0,98	-0,90	-0,80	-1,11
		-1	-1,0	-0,78	-0,77	0,78	-0,87
		-1,52	-0,78	-0,57	0,50	-0,50	-0,50
3 P	1	-3,03	-2,16	-1,86	-2,00	-2,40	-3,15
		-1,92	-1,49	-1,25	-1,4	1,68	-2,00
		-2,30	-0,93	-0,86	-1,00	-1,10	-1,41
		-0,99	-0,73	0,67	0,73	-0,84	0,50
		-0,77	-0,50	0,50	-0,50	-0,50	-0,50
4 M	1	-3,14	-2,06	1,31	-1,40	-1,61	-1,8
		-2,01	-1,15	0,4	-1,11	-1,20	-1,13
		-1,34	-0,83	-0,77	-0,88	-0,97	-1,11
		-1,07	-0,6	-0,6	-0,71	-0,7	-0,87
		-1,04	-0,5	-1	-0,50	-0,5	-0,50

Table III. w_{ij} für Pfeilkopfverdrängung: $F'z = w(0) = w_0 + 0,72z$ und $EI = 10^7 \cdot 1 - 2$

2-2

Pfehl-Nr.	Bestung-Nr.	2-2					
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
1 P	1	6,09	1,89	1,01	1,16	1,01	1,7
		4,03	1,56	1,0	1,16	1,26	1,16
		2,1	1,37	1,0	0,90	0,7	1,71
		2,1	1,06	0,8	0,72	0,78	0,87
		1,55	0,78	0,5	0,50	0,50	0,50
2 M	1	9,46	3,3	2,01	1,68	1,71	1,82
		6,7	2,5	1,6	1,18	1,21	1,05
		3,08	1,42	1,2	1,32	1,2	1,15
		4,21	1,23	1,17	1,19	1,25	1,29
		3,37	1,43	1,0	1,00	1,00	1,00
3 P	1	3,14	1,7	0,4	0,4	1,1	1,05
		2,01	1,1	0,75	0,7	1,09	1,05
		1,33	0,87	0,75	0,88	0,98	0,9
		1,07	0,67	0,62	0,71	0,78	0,7
		1,04	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
4 M	1	3,14	1,75	1,20	1,1	1,1	1,0
		2,1	1,35	1,3	1,3	1,3	1,3
		1,70	1,10	1,1	1,1	1,1	1,1
		1,47	1,04	1,0	1,19	1,13	1,09
		1,0	0,92	0,95	1,00	1,00	1,00



ABAQUE DE WALTHER

